

UNIVERSIDAD POLITÉCNICA SALESIANA

SEDE QUITO

CARRERA:

INGENIERÍA CIVIL

Trabajo de titulación previo a la obtención del título de:

INGENIEROS CIVILES

TEMA:

**DISEÑO DE LOS SISTEMAS DE AGUA POTABLE Y ALCANTARILLADO
COMBINADO DEL RECINTO PEDRO VELEZ MORAN, UBICADA EN LA
PARROQUIA EL ROSARIO, CANTÓN EL EMPALME, PROVINCIA DEL GUAYAS -
ECUADOR**

AUTORES:

RUBÉN PATRICIO MOGRO JINES

JHONNY FROILÁN PINTADO PACHECO

TUTOR:

BYRON ANDRÉS HEREDIA HIDALGO

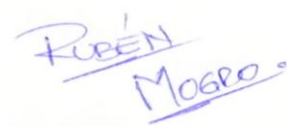
Quito, febrero 2021

CESIÓN DE DERECHOS DE LOS AUTORES

Nosotros, Rubén Patricio Mogro Jines con documento de identificación N° 1717710832 y Jhonny Froilán Pintado Pacheco con documento de identificación N° 1311090441, manifestamos nuestra voluntad y cedemos a la Universidad Politécnica Salesiana la titularidad sobre los derechos patrimoniales en virtud de que somos autores del trabajo de titulación intitulado: DISEÑO DE LOS SISTEMAS DE AGUA POTABLE Y ALCANTARILLADO COMBINADO DEL RECINTO PEDRO VELEZ MORAN, UBICADA EN LA PARROQUIA EL ROSARIO, CANTÓN EL EMPALME, PROVINCIA DEL GUAYAS – ECUADOR; mismo que ha sido desarrollado para optar por el título de: Ingenieros Civiles, en la Universidad Politécnica Salesiana, quedando la Universidad facultada para ejercer plenamente los derechos cedidos anteriormente.

En aplicación a lo determinado en la Ley de Propiedad Intelectual, en nuestra condición de autores nos reservamos los derechos morales de la obra en antes citada. En concordancia, suscribimos este documento en el momento que hacemos entrega del trabajo final en formato digital a la Biblioteca de la Universidad Politécnica Salesiana.

Quito, febrero 2021



Rubén Patricio Mogro Jines

C.I 1717710832



Jhonny Froilán Pintado Pacheco

C.I 1311090441

DECLARATORIA DE COAUTORÍA DEL DOCENTE TUTOR

Yo declaro que bajo mi dirección y asesoría fue desarrollado el trabajo de titulación, DISEÑO DE LOS SISTEMAS DE AGUA POTABLE Y DE ALCANTARILLADO DE LA COMUNIDAD RECINTO PEDRO VELEZ MORAN, UBICADA EN LA PARROQUIA ROSARIO, CANTÓN EL EMPALME, PROVINCIA DEL GUAYAS – ECUADOR, realizado por los estudiantes Rubén Patricio Mogro Jines y Jhonny Froilán Pintado Pacheco, obteniendo un producto que cumple con todos los requisitos estipulados por la Universidad Politécnica Salesiana, para ser considerado como trabajo final de titulación.

Quito, febrero 2021



Ing. Byron Andrés Heredia Hidalgo

CI 1719147066

DEDICATORIA

Dedico este proyecto a mis padres Rubén Mogro y Aracelly Jines por todo el amor y apoyo incondicional que me han brindado día tras día, para poder culminar mis estudios y sobre todo por ser un ejemplo de vida y haberme enseñado el verdadero significado de una familia.

A mi esposa Nathy, compañera de vida a quien amo hasta el infinito y más allá...

A mis hijos quienes con sus locuras y amor me dan la fuerza necesaria para seguir adelante.

A mis hermanas Lizeth y Madeline quienes admiro y amo con todo mi corazón.

RUBÉN MOGRO JINES.

DEDICATORIA

El presente trabajo dedico a mis padres Froilán y Bertha por ese apoyo incondicional.

A la memoria de mi querida Madre:

Dora Beatriz Barrera Moya (†)

Jhonny Froilán Pintado Pacheco

AGRADECIMIENTO

A Dios un amigo incondicional que siempre me escucha y está cuidando de mi familia y seres queridos.

A mis padres porque les debo todo, gracias a ustedes soy lo que soy y no hay manera de recompensar su labor tan grande como padres.

A mi familia por ser el pilar fundamental para poder culminar mis estudios, porque juntos como familia estaremos en las buenas y las malas.

A mis suegros por apoyar a mi esposa e hijos de forma incondicional.

A todos mis profesores y maestros que tuvieron empatía y supieron entender las responsabilidades que se tienen cuando ya se es un padre de familia y se tiene que llevar el pan de cada día a casa, por ser muy justos he imparciales con sus estudiantes y sobre todo por sus enseñanzas.

Un agradecimiento especial a mi tío Manuel Mogro quien me apoyo en un momento muy crucial de mi vida cuando retome mis estudios.

A mi cuñado Carlos Peña Saltos por ser un buen amigo, un buen hermano con mi esposa y darnos una mano en momentos difíciles, gracias infinitas brother.

A mi prima Gabriela Paredes por su apoyo y paciencia.

¡Gracias... Totales...! RUBÉN MOGRO JINES.

AGRADECIMIENTO

Principalmente, agradezco a Dios por las bendiciones diarias que he recibido a lo largo de mi vida.

A la mujer de mi vida Bertha Pacheco quien ha luchado incansablemente por mi bienestar y el de toda mi familia. Quien me enseñó a luchar por mis sueños y nunca darme por vencido.

A mi padre Froilán Pintado, un hombre ejemplo de lucha y superación quien fue mi guía y me condujo por el buen camino con su ejemplo. Padre de pocas palabras que me enseñó mucho.

A mi hermana Ximena Pintado quien ha sido un apoyo en las buenas y malas, con ella hemos sabido salir a delante de cualquier adversidad que la vida nos dio.

A mi hermana que la vida me regalo, Jamel Carbo que es luz y amor en nuestra casa, y ahora es el motivo de ser ejemplo para ella.

A mi familia, tíos, primos, quienes siempre me apoyaron y fueron pilar fundamental en mi vida.

Por último, y no menos importante agradezco a cada persona que llego a mi vida y dejó algún tipo de enseñanza en mí. A mis Amigos de la universidad, a mi tutor Ing. Byron Heredia por compartir sus conocimientos con nosotros.

ÍNDICE

CAPÍTULO I	1
GENERALIDADES	1
1.1 Introducción	1
1.2 Objetivos	1
1.2.1. Objetivo General	1
1.2.2. Objetivo específicos	1
1.3 Alcance	2
1.4. Aspectos físicos	2
1.4.1 Ubicación geográfica.	2
1.4.1.1 Límites	3
1.4.2. Área de estudio	3
1.4.3. Descripción General del uso del suelo.....	4
1.4.4. Tipo de suelo.....	4
1.4.5. Topografía y relieve	5
1.4.6. Infraestructura y servicios	5
1.5 Aspectos naturales	6
1.5.1. Características climáticas.....	6
1.5.1.1 Precipitación	6
1.5.1.2 Viento.....	7

1.5.1.3 Evaporación	8
1.5.1.4 Humedad Relativa.....	9
1.5.1.5 Heliofanía.....	10
1.5.2. Recursos hídricos	11
1.6 Estudio hidrológico.....	11
1.7 Análisis de estudio de suelos	11
1.8 Estudio geotécnico.....	13
1.8.1 Geología.....	13
1.9 Descripción de la situación actual.....	15
1.9.1 Población.....	15
1.9.2 Educación.....	16
1.9.3. Salud	16
1.9.4. Aspecto económico.....	17
1.9.5. Línea base	17
CAPÍTULO II	19
DISEÑO HIDRÀULICO DE AGUA POTABLE Y ALCANTARILLADO.....	19
2.1. Sistema de distribución de agua potable	19
2.1.1. Diagnóstico del sistema de abastecimiento existente	19
2.1.2. Captación de agua	26
2.1.2.1. Pozo profundo	26
2.1.2.2. Represa Daule Peripa.....	27

2.1.3. Descripción de las alternativas propuestas	27
2.1.3.1. Alternativa # 1.....	27
2.1.3.2. Alternativa # 2.....	28
2.1.4. Selección de alternativa	28
2.1.5. Descripción del sistema a diseñarse.....	29
2.1.6. Parámetros de diseño.	30
2.1.6.1. Periodo de diseño.....	30
2.1.6.2. Análisis poblacional.....	31
2.1.6.3. Cifras de consumo.....	36
2.1.7. Dotación Recomendadas.....	36
2.1.7.1 Presiones en la red	43
2.2. Sistema de Alcantarillado	43
2.2.1. Descripción del sistema a diseñarse.....	43
2.2.2. Parámetros de diseño	44
2.2.3. Período de diseño.....	44
2.2.4. Análisis Poblacional.....	44
2.2.5. Densidad Poblacional (D)	45
2.2.6. Contribución de aguas residuales.....	45
2.2.6.1. Aguas residuales domésticas (Qd)	45
2.2.6.2. Caudal Industrial (Qi)	47
2.2.6.3. Caudal institucional (Qi).....	48

2.2.6.4. Infiltración (Q_{inf}).....	49
2.2.7. Caudal sanitario de diseño	49
2.2.8. Caudal pluvial de diseño	50
2.2.8.1 Coeficiente de escorrentía C	51
2.2.8.2 Intensidad (I)	51
2.2.8.3 Área (ha)	52
2.2.9. Caudal de diseño total	52
CAPITULO III.....	53
CÁLCULOS Y DISEÑO.....	53
3.1. Sistema de distribución de agua potable	53
3.1.1. Descripción de la red de distribución.....	53
3.1.2. Consideraciones en la red de distribución	53
3.1.3. Distribución de gastos en los nudos.....	54
3.1.4. Determinación de diámetros y cálculos de presiones	56
3.1.5. Determinación de pérdidas de carga	56
3.1.6. Diseño de la red de distribución.....	58
3.1.7. Cálculo de la red mediante software	91
3.2. Sistema de alcantarillado combinado.....	97
3.2.1. Descripción del sistema.	97
3.2.2. Consideraciones de diseño.....	97
3.2.2.1 Caudales de diseño.....	97

3.2.2.2 Ubicación y configuración de la red	97
3.2.2.3 Condiciones hidráulicas.	98
3.2.2.4 Conexiones domiciliarias.	99
3.2.3. Diseño hidráulico del colector combinado.	99
3.2.3.1 Descripción de la hoja de cálculo.	99
3.2.3.2 Datos del diseño.	100
3.2.4. Dimensionamiento de la sección y profundidad de los conductos.	103
3.2.5. Diseño de Estructuras Hidráulicas.	103
3.2.6. Disposición del Caudal de Descarga.	103
3.2.6.1 Estructura de separación – Vertedero lateral	104
3.2.6. Disposición del Caudal de Descarga.	105
3.2.7 Planta de tratamiento en la descarga final del colector.	106
3.2.7.1 Pretratamiento y Cribado	107
3.2.7.2 Filtro Biológico Percolador Aeróbico por Goteo.	107
3.2.7.3 Procesos Biológicos Aeróbicos MBBR	107
3.2.7.4 Sedimentadores de Alta Taza.	108
3.2.7.5 Proceso Físico Químico	108
CAPITULO IV	109
IMPACTO AMBIENTAL	109
4.1. Generalidades.	109
4.2. Metodología para la identificación y evaluación de los Impactos Ambientales..	109

4.2.1 Identificación de actividades del proyecto.....	110
4.2.2 Identificación de impactos ambientales	111
4.2.3 Evaluación de Impactos Ambientales	114
4.3. Medidas de mitigación.....	118
4.3.1 Calidad del agua.....	118
4.3.2 Generación de ruido.....	119
4.3.3 Emisión de material particulado	119
4.3.4 Emisión de gases.....	119
4.3.5 Calidad del Suelo	120
4.3.6 Alteración del tránsito.....	120
Capítulo V.....	121
ESPECIFICACIONES TÉCNICAS	121
5.1. Especificaciones técnicas agua potable	121
5.2. Especificaciones técnicas alcantarillado combinado	121
Capítulo VI.....	122
PRESUPUESTO Y CRONOGRAMAS	122
6.1. Presupuestos.....	122
6.2. Cronogramas	122
Capítulo VII	123
ANÁLISIS ECONÓMICO FINANCIERO	123
7.1. Introducción	123

7.2. Viabilidad económica	123
7.3 Viabilidad financiera.....	123
7.4 Indicadores económicos.....	123
7.4.1 Valor actual neto (VAN).....	123
7.4.2 Tasa interna de retorno (TIR)	124
7.4.3 Relación beneficio – costo	124
7.5 Inversión del proyecto.....	125
7.6 Egresos por operación y mantenimiento	125
7.7 Ingresos del proyecto	130
7.8 Beneficios valorados	131
7.9 Flujo de caja.....	132
CONCLUSIONES	135
RECOMENDACIONES	137
REFERENCIAS.....	138
ANEXOS	138

ÍNDICE DE TABLA

Tabla 1 <i>Ubicación geográfica coordenadas UTM zona 17 Sur</i>	3
Tabla 2 <i>Descripción del suelo</i>	5
Tabla 3 <i>Precipitación media mensual, estación Pichilingue</i>	6
Tabla 4 <i>Velocidad de viento estación Pichilingue</i>	7
Tabla 5 <i>Evaporación media mensual, estación Pichilingue</i>	8
Tabla 6 <i>Humedad relativa media mensual, estación Pichilingue</i>	9
Tabla 7 <i>Heliofanía media mensual, estación Pichilingue</i>	10
Tabla 8 <i>Ubicación de sondeo</i>	12
Tabla 9 <i>Formación Geológica</i>	14
Tabla 10 <i>Población según el sexo del censo del 2010</i>	15
Tabla 11 <i>Proyección poblacional a nivel cantonal</i>	15
Tabla 12 <i>Características físicas del tanque de reserva</i>	23
Tabla 13 <i>Consumo estimado actual</i>	25
Tabla 14 <i>Vida útil sugerida para elementos de agua potable</i>	30
Tabla 15 <i>Proyección referencial del cantón</i>	32
Tabla 16 <i>Población por género</i>	32
Tabla 17 <i>Proyecciones referenciales de Pedro Vélez Morán</i>	33
Tabla 18 <i>Métodos de estimación poblacional</i>	35
Tabla 19 <i>Niveles de servicio para sistemas abastecimiento de agua, disposición de excretas y residuos líquidos</i>	37

Tabla 20 <i>Dotación de agua para los diferentes niveles de servicio</i>	37
Tabla 21 <i>Recomendación de Dotación</i>	38
Tabla 22 <i>Porcentajes de fugas</i>	39
Tabla 23 <i>Caudal de diseño.....</i>	41
Tabla 24 <i>Coeficientes de retorno de aguas servidas domesticas.....</i>	46
Tabla 25 <i>Contribución industrial.....</i>	47
Tabla 26 <i>Contribución Institucional mínima en zonas residenciales</i>	48
Tabla 27 <i>Infiltración debido a la complejidad del sistema.....</i>	49
Tabla 28 <i>Caudales de diseño</i>	52
Tabla 29 <i>Distribución de caudales por nudo.....</i>	54
Tabla 30 <i>Selección de diámetro</i>	70
Tabla 31 <i>Accesorios mínimos para el cálculo de perdidas</i>	72
Tabla 32 <i>Lista de accesorios en línea de succión.....</i>	76
Tabla 33 <i>Accesorios mínimos</i>	77
Tabla 34 <i>Curva del sistema.....</i>	79
Tabla 35 <i>Curva característica de la bomba.....</i>	79
Tabla 36 <i>Variación de volumen</i>	82
Tabla 37 <i>Variación de caudales.....</i>	84
Tabla 38 <i>Volúmenes de consumo</i>	85
Tabla 39 <i>Resumen de Volumen</i>	86
Tabla 40 <i>Balance del tanque enterrado</i>	88

Tabla 41 <i>Resumen de volumen enterrado</i>	89
Tabla 42 <i>Niveles de funcionamiento del tanque de almacenamiento</i>	90
Tabla 43 <i>Niveles de funcionamiento del tanque de distribución</i>	91
Tabla 44 <i>Resultados de presiones.....</i>	92
Tabla 45 <i>Velocidad de las tuberías.....</i>	94
Tabla 46 <i>Distancias máximas entre pozos de revisión</i>	98
Tabla 47 <i>Datos generales de diseño</i>	100
Tabla 48 <i>Dimensionamiento de sección.....</i>	103
Tabla 49 <i>Actividades del proyecto</i>	110
Tabla 50 <i>Matriz de identificación de Impactos Ambientales</i>	112
Tabla 51 <i>Matriz de identificación de Impactos Ambientales (continuación)</i>	113
Tabla 52 <i>Matriz Leopold (modificada)</i>	115
Tabla 53 <i>Matriz de Leopold (modificada) (continuación).....</i>	116
Tabla 54 <i>Valoración de impactos</i>	117
Tabla 55 <i>Equipo de protección</i>	125
Tabla 56 <i>Herramientas para el mantenimiento</i>	126
Tabla 57 <i>Materiales para la operación y el mantenimiento</i>	127
Tabla 58 <i>Suelos y salarios del personal de operación.....</i>	127
Tabla 59 <i>Costos de operación y mantenimiento en el primer año.....</i>	128
Tabla 60 <i>Costo anual de operación y manteniendo.....</i>	129
Tabla 61 <i>Costo ingresos por las ventas del servicio.....</i>	130

Tabla 62 <i>Beneficios valorados</i>	132
Tabla 63 <i>Flujo de caja</i>	133
Tabla 64 <i>Indicadores económicos</i>	134

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1 <i>Mapa de ubicación del área de estudio</i>	3
Figura 2 <i>Mapa de descripción general del uso de suelos</i>	4
Figura 3 <i>Precipitación media mensual</i>	7
Figura 4 <i>Velocidad media de viento, estación Pichilingue</i>	8
Figura 5 <i>Evaporación</i>	9
Figura 6 <i>Humedad relativa</i>	10
Figura 7 <i>Humedad Relativa</i>	11
Figura 8 <i>Mapa geológico</i>	14
Figura 9 <i>Caseta de bombeo</i>	20
Figura 10 <i>Conexiones hidráulicas</i>	21
Figura 11 <i>Instalación eléctrica</i>	22
Figura 12 <i>Conexiones Adicionales</i>	22
Figura 13 <i>Mapa de ubicación de acuíferos</i>	26
Figura 14 <i>Crecimiento Poblacional</i>	35
Figura 15 <i>Ecuación para el cálculo de intensidades máximas de precipitación- método nuevo</i>	51
Figura 16 <i>Ecuación para el cálculo de intensidades máximas de precipitaciones método antiguo</i>	51
Figura 17 <i>Esquema del punto de operación</i>	80
Figura 18 <i>Volúmenes Acumulados</i>	86
Figura 19 <i>Trazado de la red de distribución</i>	90

Figura 20 <i>Alcantarillado combinado del recinto Pedro Vélez Morán</i>	101
Figura 21 <i>Esquemas No 5.3.22.4</i>	104
Figura 22 <i>Esquema de separador de caudales - Vertedero lateral</i>	105
Figura 23 <i>Ubicación de la planta de tratamiento.....</i>	106

RESUMEN

Este proyecto tiene como objetivo analizar el diseño del sistema de agua potable, red de alcantarillado y planta de tratamiento, en la etapa de pre factibilidad, ubicado en el Recinto Pedro Vélez Morán de la Parroquia El Rosario Cantón El Empalme provincia del Guayas. Se plantea el suministro de agua potable de forma eficiente a través del caudal de un pozo que se encuentra en esta comunidad, impulsado por un sistema de bombeo y aireadores con el fin de eliminar metales pasados posteriormente se efectúa el proceso de desinfección.

Se realizó un diagnóstico considerando el lugar de estudio, tipo de fuente de abastecimiento, población, condiciones topográficas entre otras. El desarrollo del mismo beneficiará a los habitantes traduciéndose en salud y bienestar, donde los ciudadanos podrán abastecerse del líquido vital de una forma segura, generando así una mejor calidad de vida, con el sistema de alcantarillado y el tratamiento de las aguas servidas se eliminarán los pozos sépticos de las viviendas. Igualmente, los agricultores que utilizan las diferentes formas de riego para sus cultivos, a través de las aguas ya tratadas, favorecerá el aumento de la economía en la zona ya que por la ejecución de la obra generará empleos de forma directa e indirecta.

Así mismo, con el fin de suplir el déficit en el volumen del tanque elevado de regulación se dimensionó un tanque bajo, el cual mediante un sistema de bombeo suplirá el volumen faltante en las horas de mayor demanda. También se consideraron las normas y leyes vigentes en el Ecuador para cumplir con las condiciones sanitarias de calidad desde el momento de la captación del agua y su conducción hasta el consumidor en condiciones aptas. De acuerdo con el análisis económico y financiero la relación beneficio/costo es favorable para la ejecución de este proyecto.

Palabras Claves: Sistema de agua potable, red de alcantarillado, planta de tratamiento

ABSTRACT

This project aims to analyze the design of the drinking water system, sewerage network and treatment plant, in the pre-feasibility stage, located in the Pedro Vélez Morán Campus of the El Rosario Parish, El Empalme Canton, Guayas province. The efficient supply of drinking water is proposed through the flow of a well that is in this community, driven by a pumping system and aerators in order to eliminate passed metals, later the disinfection process is carried out.

A diagnosis was made considering the place of study, type of supply source, population, topographic conditions, among others. The development of the same will benefit the inhabitants, translating into health and well-being, where citizens will be able to supply themselves with the vital liquid in a safe way, thus generating a better quality of life, with the sewage system and the treatment of sewage, the septic tanks for homes. Likewise, farmers who use different forms of irrigation for their crops, through already treated water, will favor an increase in the economy in the area since the execution of the work will generate jobs directly and indirectly.

Likewise, in order to make up for the deficit in the volume of the regulation riser tank, a low tank was designed, which through a pumping system will supply the missing volume in the hours of greatest demand. The norms and laws in force in Ecuador will also be considered to comply with the sanitary quality conditions from the moment the water is collected and its conduction to the consumer in suitable conditions. According to the economic and financial analysis, the benefit / cost ratio is favorable for the execution of this project.

Key Words: Drinking water system, sewer system, treatment plant,

CAPÍTULO I

GENERALIDADES

1.1 Introducción

Este trabajo investigativo tiene como propósito esencial diseñar la red agua potable y alcantarillado en la etapa de pre factibilidad, para el recinto Pedro Vélez Morán, de la parroquia El Rosario, perteneciente al cantón El Empalme en la provincia del Guayas. Siendo este recinto olvidado por muchos años por las autoridades de turno enfatizando que no está dotado de suministros de servicios básicos públicos fundamentales y vitales para subsistencia y desarrollo de la comunidad, careciendo de un sistema de abastecimiento de agua potable o sistema de aguas residuales.

Debido a la situación que se encuentra la parroquia existe condiciones de insalubridad y contaminación, dado a que construyen pozos sépticos con letrina y realizan las descarga directamente al río, provocando malestar a la ciudadanía.

En el análisis desarrollado se incluye el estudio técnico y científico de viabilidad y costo, planteando las mejores alternativas basadas en las normativas vigentes en nuestro país. Lo que servirá para tener como base para la ejecución de este proyecto investigativo en un futuro cercano.

1.2 Objetivos

1.2.1. Objetivo General

Analizar el diseño del sistema de agua potable, red de alcantarillado y planta de tratamiento, en la etapa de pre factibilidad, ubicado en el Recinto Pedro Vélez Morán de la Parroquia El Rosario Cantón El Empalme provincia del Guayas.

1.2.2. Objetivos específicos

Analizar la información del catastro, topografía e hidrología para los sistemas de alcantarillado y agua potable y determinar los parámetros y cálculos necesarios para el prediseño del proyecto.

- Descripción y selección de alternativas de captación para el sistema de agua potable.
- Diagnóstico de la obra de toma
- Evaluar el sistema de agua potable para la obtención de datos y cálculo del caudal de diseño.
- Calcular caudales de diseño sanitario y de aguas lluvias.
- Diseño de las redes de agua potable y alcantarillado.
- Describir el modelo de una planta de tratamiento de aguas residuales y domésticas de acuerdo a las características del lugar antes de la descarga final.
- Determinar un presupuesto referencial del pre diseño de la red abastecimiento de agua potable y red de alcantarillado.
- Análisis de impacto ambiental.

1.3 Alcance

Radica el alcance de este proyecto en un estudio de ingeniería de agua potable y alcantarillado que sea técnica y económicamente factible y que conserve el medio ambiente. El problema principal del recinto Pedro Vélez Morán ubicada, en el cantón El Empalme de la provincia del Guayas, tiene la necesidad de mejorar la red de distribución de agua potable, debido que estos últimos años la población ha crecido considerablemente. Además, tiene la necesidad de implementar un sistema de alcantarillado combinado para solventar la escasez de una red sanitaria en el sector.

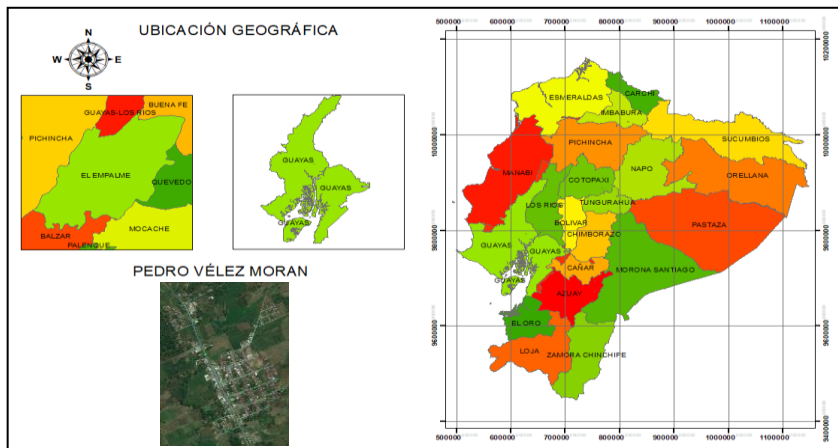
1.4. Aspectos físicos

1.4.1 Ubicación geográfica.

El recinto Pedro Vélez Morán, se encuentra ubicado en la provincia del Guayas, cantón El Empalme, parroquia El Rosario.

Figura 1

Mapa de ubicación del área de estudio



Elaborador por los autores a través de la Cartografía IGM liberada – ESC 1:50000 y Google Earth.

1.4.1.1 Límites

Se encuentra limitado por las siguientes coordenadas:

Tabla 1

Ubicación geográfica coordenadas UTM zona 17 Sur

LÍMITES	X (m)	Y (m)
Norte	637920.859	9888989.411
Sur	638227.983	9887862.845
Este	638441.451	9888295.935
Oeste	637650.625	9888815.772

Elaborado por: Autores, extraído del levantamiento topográfico realizado el Recinto.

1.4.2. Área de estudio

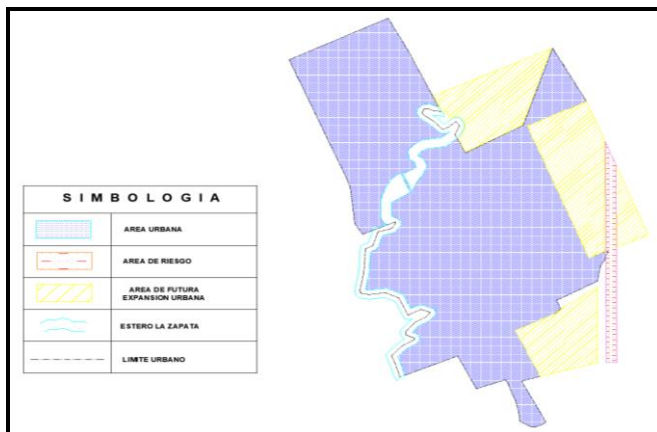
El área del proyecto se encuentra delimitada mediante al catastro entregado por el GAD de El Empalme para la elaboración del proyecto. La superficie aproximada del estudio es de 29.72 Ha.

1.4.3. Descripción General del uso del suelo

El Recinto Pedro Vélez Morán está conformado en un 80.65% por áreas urbanas, incluidas las áreas de futura expansión urbana y el porcentaje restante del 19.35% corresponde a áreas de riesgo, en este caso el riesgo se debe a la existencia de una línea de alta tensión que pasa cerca al recinto.

Figura 2

Mapa de descripción general del uso de suelos



Fuente: GAD El Empalme.

1.4.4. Tipo de suelo

Los seres humanos y los agentes climáticos se encargan en la modificación de la roca madre, dichos cambios son aprovechados para el desarrollo de los pueblos y por ende para sus habitantes. Según el plan de ordenamiento de territorial del Cantón El Empalme posee una superficie total de 64.890,79 hectáreas, donde describimos el nivel del orden con los tipos de suelos de manera resumida:

Tabla 2*Descripción del suelo*

ORDEN	SUPERFICIE (ha)	Superficie %
Afisoles	30,835,31	47,52
Inceptisoles	14,042,8	21,64
Andisoles	9999,54	15,41
Mollisoles	3,426,19	5,28
Entisoles	1777,98	2,74
Asociaciones	2115,7	3,26
Misceláneas	28,89	0,04

Fuente: (GAD MUNICIPAL EL EMPALME)

Según la tabla de información detallada en la tabla # 2, existen varios tipos de suelos de buena calidad lo que indica la conservación y aprovechamiento de matriz productiva y alimentaria para la economía del cantón.

1.4.5. Topografía y relieve

Para generar la topografía se realizó mediciones cada 10 metros, formando un mallado de 10m x 10m, obteniendo así una topografía a detalle (Esc. 1:1000). Se colocó puntos GPS de precisión para georreferenciar el levantamiento, que a su vez sirven como puntos de partida para el inicio del levantamiento topográfico.

La topografía se realizó con equipos de precisión marca Trimble (estación total modelos M3 y GPS GNSS modelo R4), obteniendo soluciones fijas con un error ± 1.00 cm. La topografía del sitio de estudio se caracteriza por tener pendientes bajas 0 a 2.5°, estas corresponden al 94% de la zona del proyecto y el porcentaje restante de la zona está conformado por pendientes medias de 2.5° a 11°. La cota más elevada del proyecto es de 79 m.s.n.m., mientras que la cota más baja es de 65 m.s.n.m.

1.4.6. Infraestructura y servicios

El Recinto Pedro Vélez Morán en la actualidad dispone de un servicio de agua potable regulado, es decir, se bombea el agua desde los acuíferos por 8 horas diarias

cada 2 días, repartidas en 4 horas por la mañana y 4 horas por la noche, al tercer día se bombea únicamente 4 horas. Carece de un sistema de alcantarillado, razón por la cual los habitantes poseen pozos sépticos.

1.5 Aspectos naturales

1.5.1. Características climáticas

De acuerdo al Plan de Ordenamiento Territorial de la parroquia El Rosario al cual pertenece El Recinto Pedro Vélez Morán, en el sector se evidencia notablemente dos estaciones la de invierno y la de verano. El invierno es una estación con fuertes lluvias y temperatura muy baja, en tanto el verano se caracteriza por ser una época muy calurosa del año con temperatura seca y más frescas que se da en los meses de junio a noviembre.

1.5.1.1 Precipitación

La información mostrada en los anuarios del INAMHI, nos muestra el promedio mensual de la precipitación en la estación de Pichilingue, siendo los meses de febrero y marzo los meses con mayor precipitación y el mes de octubre con menor precipitación.

Tabla 3

Precipitación media mensual, estación Pichilingue

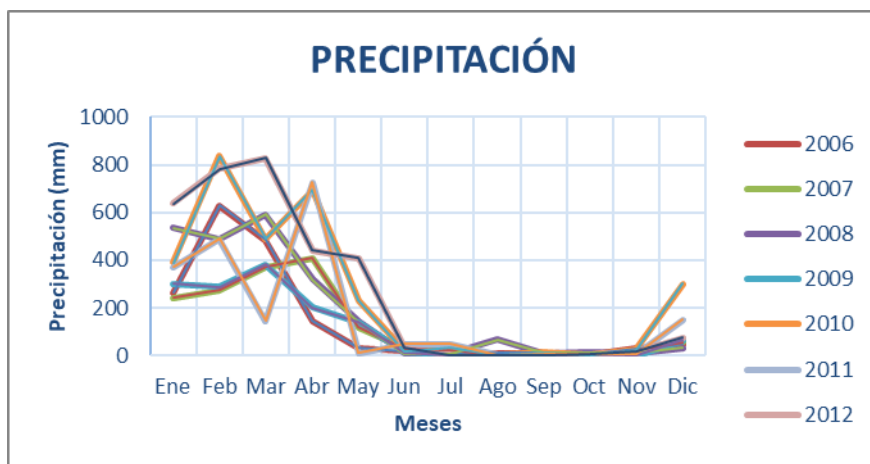
PRECIPITACIÓN													
Año	Ene	Feb	Mar	Abr	May	Jun	Jul	Ago	Sep	Oct	Nov	Dic	Valor Anual
2006	263,5	629,5	485,0	144,7	32,8	17,1	5,9	9,2	11,2	4,0	28,4	49,1	1680,4
2007	242,9	272,9	371,2	407,6	116,8	29,7	19,8	0,7	0,5	1,4	21,7	55,7	1540,9
2008	535,3	489,6	592,7	320,5	141,7	8,8	7,8	67,2	10,8	13,6	9,9	31,1	2229,0
2009	301,5	288,4	381,1	201,0	140,0	13,5	1,4	0,6	0,3	6,0	0,1	65,0	1398,9
2010	389,0	835,3	489,1	694,4	231,9	18,7	31,8	1,5	13,8	1,1	24,8	301,0	3032,1
2011	369,6	490,5	144,1	725,7	9,9	48,4	47,3	1,1	4,2	4,2	4,8	151,0	2000,4
2012	636,8	782,6	827,9	440,5	409,3	30,6	1,8	1,3	0,9	6,1	15,7	75,8	3229,3

Fuente: Anuarios meteorológicos INAMHI

Con los datos obtenidos de los anuarios meteorológicos indicados en la tabla 3, realizamos una gráfica en la cual representamos los valores de la precipitación en el transcurso de cada año.

Figura 3

Precipitación media mensual



Elaborado por: Autores

1.5.1.2 Viento

La información mostrada en los anuarios del INAMHI, nos indica una velocidad media del viento, teniendo una velocidad promedio de 2 km/h. Una velocidad mínima de 1.5 km/h y velocidad máxima de 3 km/h.

Tabla 4

Velocidad de viento estación Pichilingue

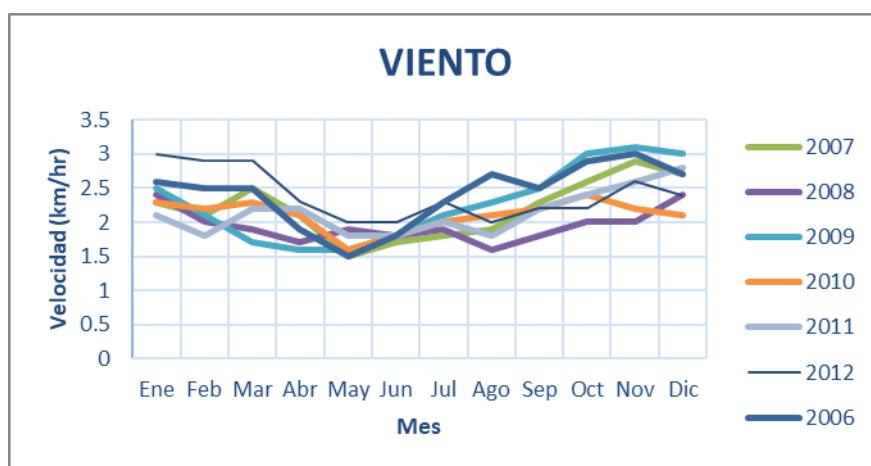
VIENTO													
Año	Ene	Feb	Mar	Abr	May	Jun	Jul	Ago	Sep	Oct	Nov	Dic	Valor Medio Anual
2006	2,6	2,5	2,5	1,9	1,5	1,8	2,3	2,7	2,5	2,9	3,0	2,7	2,0
2007	2,3	2,1	2,5	2,1	1,5	1,7	1,8	1,9	2,3	2,6	2,9	2,7	2,0
2008	2,4	2,0	1,9	1,7	1,9	1,8	1,9	1,6	1,8	2,0	2,0	2,4	2,0
2009	2,5	2,1	1,7	1,6	1,6	1,8	2,1	2,3	2,5	3,0	3,1	3,0	2,0
2010	2,3	2,2	2,3	2,1	1,6	1,8	2,0	2,1	2,2	2,4	2,2	2,1	2,0
2011	2,1	1,8	2,2	2,2	1,8	1,8	2,0	1,8	2,2	2,4	2,6	2,8	2,0
2012	3,0	2,9	2,9	2,3	2,0	2,0	2,3	2,0	2,2	2,2	2,6	2,4	2,0

Fuente: Anuarios meteorológicos INAMHI

Con los datos obtenidos de los anuarios meteorológicos indicados en la tabla 4, realizamos una gráfica en la cual representamos los valores de la velocidad.

Figura 4

Velocidad media de viento, estación Pichilingue



Elaborado por: Autores

1.5.1.3 Evaporación

La información mostrada en los anuarios del INAMHI, nos indica la evaporación media mensual en el transcurso de cada año.

Tabla 5

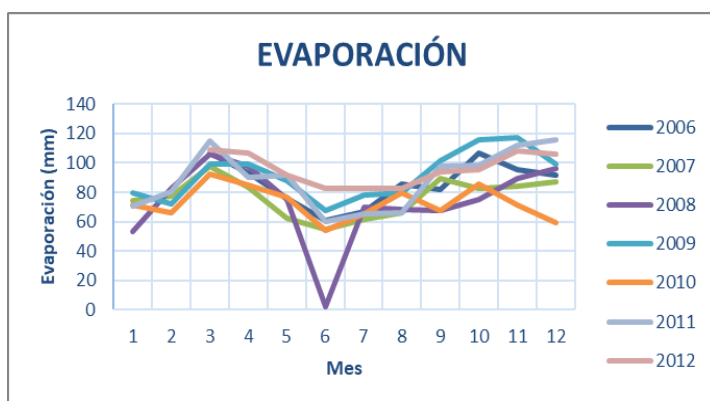
Evaporación media mensual, estación Pichilingue

EVAPORACIÓN													
Año	Ene	Feb	Mar	Abr	May	Jun	Jul	Ago	Sep	Oct	Nov	Dic	Valor Anual
2006	89,2		106,7	92,8	75,6	60,6	67,1	85,9	82,1	107,0	95,6	92,0	954,7
2007	74,5	77,3	97,4	83,5	62,3	54,9	61,2	66,1	89,5	82,9	84,5	87,5	921,6
2008	53,2	82,3	106,1	97,6	75,4	2,1	70,0	68,6	67,4	75,0	89,5	96,3	883,5
2009	79,7	72,0	99,0	99,0	87,6	67,2	78,3	79,7	101,0	116,0	118,0	99,2	1096,2
2010	71,3	66,2	92,7	85,0	76,3	54,3	65,4	79,3	67,2	85,6	71,1	59,6	874,0
2011	70,9	80,0	115,4	89,8	92,0	59,7	65,4	66,0	97,8	98,2	112,0	116,0	1062,7
2012	62,0		108,8	106,5	91,3	82,5	82,8	82,9	93,8	95,4	109,0	106,0	1020,6

Elaborado por: Autores, extraído de los anuarios meteorológicos INAMHI

Figura 5

Evaporación



Elaborado por: Autores. Extraídos datos de evaporación media mensuales del INAMHI

1.5.1.4 Humedad Relativa

La información mostrada en los anuarios del INAMHI, nos indica la humedad relativa media mensual en el transcurso de cada año, con respecto al sector donde se encuentra ubicada la estación.

Tabla 6

Humedad relativa media mensual, estación Pichilingue

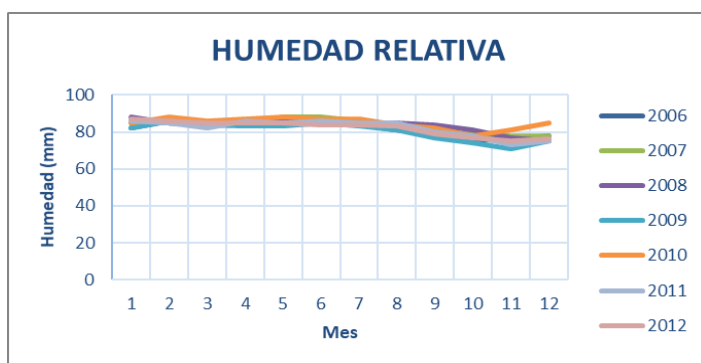
HUMEDAD RELATIVA													Valor Medio Anual
Año	Ene	Feb	Mar	Abr	May	Jun	Jul	Ago	Sep	Oct	Nov	Dic	
2006	82	86	84	84	85	85	84	81	79	75	76	78	82
2007	85	85	84	85	88	88	86	84	80	79	78	78	83
2008	88	85	84	84	86	85	84	85	84	81	77	75	83
2009	82	86	84	83	83	85	83	81	77	74	71	75	80
2010	85	88	86	87	88	87	87	84	82	78	81	85	85
2011	86	85	82	86	85	86	85	85	80	78	73	75	82
2012	87	86	85	85	85	84	84	83	79	77	75	76	82

Elaborado por: Autores, Extraído por anuarios meteorológicos del INAMHI

Con los datos de la tabla 6, representamos la humedad relativa, como se puede apreciar en la figura 6, observamos que es un valor parcialmente constante durante todos los años

Figura 6

Humedad relativa



Elaborado por: Autores, humedad relativa mensual obtenida de INAMHI

1.5.1.5 Heliofanía

La información mostrada en los anuarios del INAMHI, nos indica las horas de brillo sol medio de cada mes, correspondiente a cada año.

Tabla 7

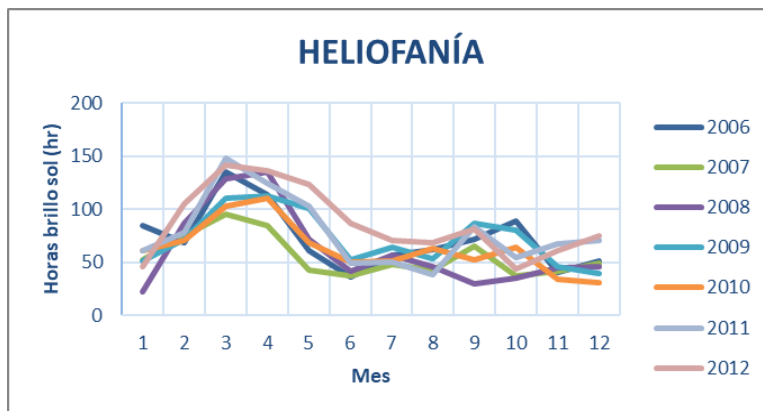
Heliofanía media mensual, estación Pichilingue

HELIOFANÍA													
Año	Ene	Feb	Mar	Abr	May	Jun	Jul	Ago	Sep	Oct	Nov	Dic	Valor Anual
2006	84,5	68,2	135,4	113,9	60,7	36,4	57	62,4	71,4	89,3	40,5	50,8	870,5
2007	52,2	75	94,9	84,5	42,2	37,2	48,6	42,5	65,7	36,9	41,8	49,3	670,8
2008	22,6	86,4	128,7	135,2	72,2	41,1	56,9	46,3	30,3	34,7	44,7	45,7	744,8
2009	51,3	71,9	110,3	112,8	101,3	52,4	64,1	53,3	86,8	80,3	45,9	39	869,4
2010	60,7	70,7	103	110,7	68,4	49,9	50,9	63	52,5	63,9	34	30,5	758,2
2011	60,7	77,8	148,7	124,4	102,6	49,5	50	38,9	84	54,4	67,2	70,7	928,9
2012	46,2	104,8	141,3	136,6	123,4	87,3	70,8	68,6	81,9	43,7	61,5	75	1041,1

Elaborado por: Autores, Anuarios meteorológicos INAMHI

Figura 7

Humedad Relativa



Elaborado por: Autores. Heliofanía media mensual obtenidos de los anuarios del INAMHI

1.5.2. Recursos hídricos

Un recurso hídrico que posee el Recinto Pedro Vélez Morán es el Estero La Zapata, el cual cruza por el recinto y que debido a su calidad de agua puede ser aprovechada para el riego. En época de invierno con la crecida del estero es utilizado como balneario por los moradores del sector.

1.6 Estudio hidrológico

Para el estudio hidrológico se tomó como referencia la estación meteorológica M0006 que corresponde a la estación PICHILINGUE.

1.7 Análisis de estudio de suelos

Por medio de este estudio podemos describir la forma y manera de la composición del subsuelo y las características físicas mecánicas que podrán soportar las estructuras proyectadas. Al realizar este tipo de estudio podemos identificar lugares de posible riesgo o zonas inestables, teniendo en cuenta las áreas donde se podrían presentar hundimientos y/o afloramiento de aguas por infiltración.

En base a la información proporcionada por el CELEC EP conocido como la Corporación Eléctrica del Ecuador Unidad de negocio Hidronación han realizado 9 sondeos de 4.50 metros de profundidad mediante la utilización de equipo de perforación por percusión, realizando ensayos de SPT en diferentes profundidades. Se realizaron cuatro calicatas de 2.50 m de profundidad a lo largo de la vía que une Pedro Vélez Morán con el Marcel Laniado puntos cercano a nuestro lugar de estudio.

Cabe aclarar que estos sondeos fueron realizados a lo largo de la vía que conduce a la presa Daule –Peripa, y voy a detallar los estudios realizados en la parroquia Pedro Vélez Morán.

Como resultado del estudio de suelos tenemos la siguiente información:

Trabajos de campo

Tabla 8

Ubicación de sondeo

SONDEO No	COORDENADAS UTM WG84		UBICACIÓN
	E	N	
1	638247	988836	Pedro Vélez Morán
2	637929	9888412	Pedro Vélez Morán

Elaborado por Autores. Información obtenida de la Corporación Eléctrica Ecuador (CELEC-EP)

Trabajos de Laboratorio

Una vez extraídas las muestras se realizó los ensayos de laboratorio según la Norma ASTM. Utilizando las siguientes:

- SPT
- Presión de hinchamiento.
- Limite plástico ASTM D- 424.
- Granulometría ASTM D-422.
- Limite Líquido ASTM D-423.

- Contenido de agua ASTM D-2216.
- Corte con veleta ASTM D-2573

Como resultado de los estudios gran parte del suelo constituye a limos inorgánicos de mediana y alta compresibilidad catalogado según la clasificación SUCS, (Sistema Unificado de Clasificación de suelos), como un suelo MH. Teniendo nivel de consistencia después de los 3.50 m de profundidad.

Capacidad de carga

Se constata que no excede los estados límites de falla y de servicio del suelo de cimentación, teniendo a una capacidad de carga de 22.97 Ton/ m² y 22.99 Ton/ m² respectivamente.

Asentamientos

Dadas las características de los estratos el asentamiento llega a su máximo de 2.42 cm y 2.47 cm respectivamente. **Ver Anexo # 1**

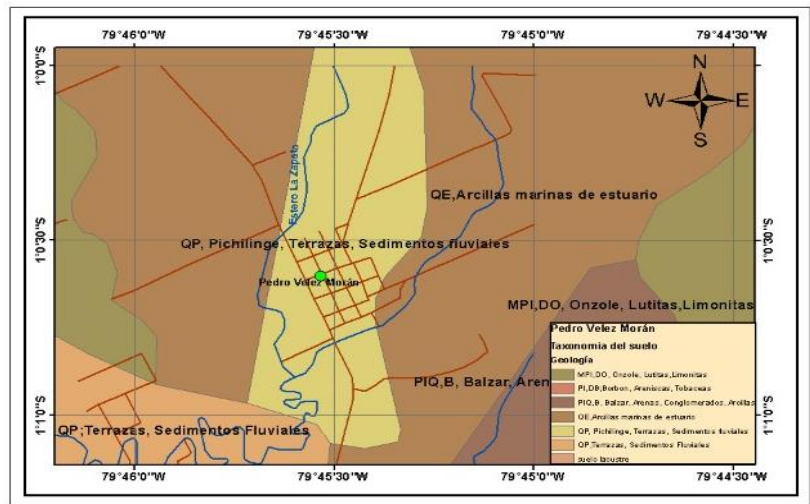
1.8 Estudio geotécnico

1.8.1 Geología

Basándonos en la descripción del mapa geológico del Ecuador hoja 67 escala 1:100 000 (ANEXO 2), el Cantón El Empalme se encuentra cercana a la Cuenca Manabí formada de Sedimentos marinos del terciario superior basándose en rocas ígneas oceánicas que son: formación Pichilingue terrazas, sedimentos fluviales. Formación Borbón, areniscas pobáceas.

Figura 8

Mapa geológico



Fuente: Mapa Geológico de la República del Ecuador

Los depósitos que afloran en el área del proyecto, son sedimentos que pertenece a un ambiente de deposito marino somero de edad miocénica y pliocenica característica por areniscas calcáreas y depósitos aluviales recientes. Esto suelos conllevan a un sistema de valles de colinas y terrazas de diferentes altitudes, teniendo así laderas de formas cóncavas y convexas.

En la tabla a continuación podemos apreciar las formaciones halladas en nuestra área de estudio.

Tabla 9

Formación Geológica

FORMACIÓN	EDAD	DESCRIPCIÓN GENERAL
Pichilingue	Cuaternario	Terrazas, sedimentos pluviales
Borbón	Mioceno-Superior	Arenisca de grano, medio a grueso
Balzar	Mío-Plioceno	Conglomerados, Limos, Arenisca, y Arcillas Limosas

Fuente: Mapa Geológico de la República del Ecuador.

1.9 Descripción de la situación actual

1.9.1 Población

Tomando como referencia los datos lo que fue del último censo poblacional ejecutado en el 2010 por el (INEC). El recinto Pedro Vélez Morán consta con 1159 habitantes; sienta tan solo el 1.50 % de 9557 habitantes correspondientes a la parroquia el Rosario del cantón El Empalme como se muestra en la siguiente gráfica.

Tabla 10

Población según el sexo del censo del 2010

SEXO	HABITANTES	%
Hombres	588	50,7
Mujeres	571	49,3
TOTAL	1159	100

Fuente: Censo Poblacional del 2010 INEC.

Los registros publicados por el INEC. Nos indican que el 54.4% de la población es económicamente activa, el 41.0% son menores de edad, y por el último el 4.5% corresponde adultos mayores.

En cuanto al cantón El Empalme consta con sus diferentes parroquias en la cuales han ido creciendo de acuerdo a sus condiciones políticas, urbanísticas y administrativas; considerando una proyección del crecimiento poblacional dado por el INEC, representado en la siguiente tabla.

Tabla 11

Proyección poblacional a nivel cantonal

	Año 2010	Año 2011	Año 2012	Año 2013	Año 2014	Año 2015	Año 2016	Año 2017	Año 2018	Año 2019	Año 2020
El Rosario	9557	9675	9791	9905	10018	10128	10236	10341	10444	10544	10642
Velasco Ibarra	49489	50099	50701	51293	51875	52446	53004	53550	54083	54603	55108
Guayas	18251	18476	18698	18916	19131	19341	19547	19748	19945	20137	20323

Fuente: Censo de población y vivienda 2010.

Para este proyecto se tomó en cuenta esta información del INEC de la tabla anteriormente mencionada para calcular la población futura teniendo en cuenta que el crecimiento del recinto Pedro Vélez Morán es muy pequeño en comparación con otros recintos aledaños

1.9.2 Educación

En el recinto Pedro Vélez Morán cuenta con establecimientos de educación de nivel básico; que son los siguientes.

1. Unidad Educativa Rumiñahui.

Esta institución es la más grande de la localidad que está integrada desde el primero hasta décimo año de educación básica con 448 alumnos aproximadamente siendo un 50 % del recinto y el 50 % de sus alrededores.

Este centro de educación no cuenta con baterías sanitarias y pozo séptico. El abastecimiento de agua se lo hace de red pública almacenando en tanques o recipientes para el acarreo en baldes. Teniendo así que llevar los alumnos su propia agua para el consumo personal.

2. Escuela particular 5 de junio.

Siendo esta institución particular consta con un número pequeños de estudiantes, en los niveles van desde primero a séptimo años de educación básica con 164 alumnos, donde el 90% son del recinto y un 10 % de sus alrededores.

Los adolescentes y jóvenes secundarios asisten a las instituciones de El Cantón El Empalme y el Cantón Pichincha.

1.9.3. Salud

El recinto de Pedro Vélez Morán cuenta con un dispensario Médico del Seguro Social Campesino del IESS constando con una doctora y un auxiliar de enfermería.

Cabe recalcar que de los registros obtenidos en este dispensario no se evidencian enfermedades de origen hídrico.

1.9.4. Aspecto económico

El territorio del recinto Pedro Vélez Morán es su gran parte se dedica a la agricultura, produciendo café, cacao, verde, arroz, piñas, plátano entre otros. Podemos mencionar que en este sitio hay tres grandes centros de acopio y comercialización de maíz siendo este una fuente para la sostenibilidad de la economía de la población.

La ganadería no es rubro tan importante en esta zona, pero sí muy bueno para el cantón El Empalme, ya que cuenta con grandes extensiones de pasto para el ganado vacuno, caballar.

La comunidad se ha asentado en gran cantidad hacia el lado Este de la vía en dirección al embalse Daule Peripa, hacia el lado Oeste se encuentra el estero la Zapata, siendo este sector la vía principal y más comercial de la población.

Podemos mencionar que los habitantes nos comunicaron que el sector cuenta con:

- Constan con un mercado que actualmente funciona los fines de semana
- Energía Eléctrica de tipo monofásico, teniendo apagones frecuentes
- Telefonía fija, con 24 líneas aproximadamente
- Telefonía móvil, operadoras móviles con señales en pocos lugares.
- Recolección de basura por parte del GAD Municipal los días lunes, miércoles y viernes.
- El medio de transporte es la cooperativa Primero de Mayo de la ciudad del Empalme que brinda este servicio a la ciudadanía de los recintos Pedro Vélez, Campo Verde y Carlos Julio.

1.9.5. Línea base

Para la construcción de la línea base se dialogó con los moradores del Recinto Pedro Vélez, dándonos a conocer la problemática de que tenía la comunidad y determinamos los siguientes ítems.

- La comunidad no consta con el abastecimiento de agua potable al 100 % debido a que su caudal de bombeo es de 2 a 3 horas diarias, tienen la necesidad de contar con un sistema integral de buena calidad y durante las 24 horas. Es

importante mencionar que este sistema fue ampliado en el año de 1992 llegando una capacidad del 60% de la distribución del líquido vital.

- La comunidad de Pedro Vélez Morán no consta con un sistema de recolección de agua lluvias y servidas, haciéndose necesario la construcción de redes de alcantarillado sanitario y pluvial, considerando su sistema de tratamiento adecuado y acorde con la Normativa Ambiental Ecuatoriana.

CAPÍTULO II

DISEÑO HIDRÁULICO DE AGUA POTABLE Y ALCANTARILLADO

2.1. Sistema de distribución de agua potable

2.1.1. Diagnóstico del sistema de abastecimiento existente

Nuestro proyecto actualmente consta con el abastecimiento de suministro de agua potable edificado en el año de 1974 y repotenciado en 1992. Con la ayuda de la Municipalidad El Empalme se construyó un pozo profundo y un tanque de elevado de reserva. Los componentes de sistema actual lo describimos a continuación.

- **Captación**

Se perforo un pozo de 60 m de profundidad aproximadamente y se encuentra ubicado en la intersección de las calles Laureles y Amazonas.

Este sistema se encuentra instalado un equipo de bombeo con las siguientes características:

- Motor Franklin HP 7.5 VOLT. 230 MODELO 2822019210
- Caudal estimado dado el tipo de bomba 7.5 l/s
- Tubería de elevación de 4" de diámetro en hierro galvanizado.

- **Fuente de abastecimiento**

Esta fuente está conformada por un acuífero, que, de acuerdo al estudio de análisis de agua realizado en el pozo de la Junta Pedro Vélez, muestran que los resultados están dentro de los parámetros normales considerando su naturaleza subterránea a excepción de el parámetro de Manganeseo.

Como recomendación de los resultados obtenidos del estudio de calidad de agua para regular el contenido de Manganeseo, sugieren hacer una limpieza o lavado del pozo de extracción y del tanque de almacenamiento. En caso de persistir los valores indicados en los resultados del estudio se deberá implementar un proceso de tratamiento para la retención de hierro y manganeseo.

- **Caseta de bombeo**

Esta es una pequeña caseta construido junto al pozo, protege a las instalaciones hidráulicas, eléctricas. Se encuentra construido de la siguiente forma:

- **Materiales:** Su estructura es de hormigón, consta de 4 columnas, una losa de hormigón armado como techo, las paredes son de bloque, las ventanas de malla, el piso y vereda perimetral es de hormigón, consta de una puerta de madera en el interior y de metal en el exterior.
- **Ambientes:** tiene 3 ambientes la caseta. Cuarto de operaciones, cuarto de producción de Cloro, y baño.
- En el cuarto de operaciones se encuentra las instalaciones hidráulicas, eléctricas
- En el cuarto de producción de cloro en la actualidad se encuentra sin operación debido a que el equipo que produce solución de hipoclorito de sodio se encuentra fuera de servicio.
- **Baño:** inodoro y lavabo no utilizan por falta de suministro de agua

Figura 9

Caseta de bombeo



Elaborado por Autores

- **Sistema Hidráulico**

Este sistema se encuentra constituido en su totalidad de hierro galvanizado de 4" de diámetro, constan con una conexión directa desde la captación hasta el reservorio de reserva. Dentro de la caseta de bombeo se encuentra un sistema que lo detallaremos a continuación.

- Entrada de la tubería del pozo.
- Ramal hacia la conducción que llega al tanque elevado, este flujo se controla con una válvula de compuerta. (D = 4")
- Ramal para mantenimiento, controlada con una válvula de compuerta (D = 4").
- Ramal que se encuentra con un manómetro y una llave con manguera, que utilizan para hacer la limpieza de la caseta.
- Constan con un ducto que servía para la inyección de cloro.

Figura 10

Conexiones hidráulicas



Elaborado por: Autores.

Figura 11

Instalación eléctrica



Elaborado por: Autores.

- **Conexiones adicionales**

Se puede evidenciar que en el interior de la caseta se encuentran contruidos unos mesones de hormigón donde guardan varios materiales que han sido removidos del sistema. También en su interior hay una losa de hormigón pequeña que sirve de soporte para un tanque de PVC de 200 litros, que en algún momento este tanque servía para la preparación de la solución de cloro.

Figura 12

Conexiones Adicionales



Elaborado por: Autores.

- **Tanque de reserva**

En la localidad se encuentra construido una torre de hormigón armado que soporta el tanque de reserva, ubicada en la calle Acacias y calle Amazonas, este tanque cuenta con las siguientes características.

Tabla 12

Características físicas del tanque de reserva

CARACTERÍSTICAS GEOMÉTRICAS			
ESPESTORES	TANQUE DE RESERVA		PARED DEL TANQUE
	EXTERIOR	INTERIOR	
	5,35 m	4,95 m	
	LOSA SUPERIOR	LOSA DE PISO	
ALTURA	0,10 m	0,20 m	0,20 m
	TOTAL	INTERIOR	
	5,10 m	4,80 m	4,70 m
VOLUMENES	TOTAL		
	92 m ³	90 m ³	

Elaborado por Autores

Otras características que podemos mencionar es que tiene 20 m de altura sobre el nivel natural del terreno, tiene una escalera metálica de acceso a la parte superior del tanque, consta con pasamanos de seguridad en la parte alta del tanque.

- **Red de distribución**

Esta red abarca un 60 % de las calles del recinto Pedro Vélez Morán. En su red consta diámetros de 50 mm y 63 mm de material PVC.

Las conexiones domiciliarias fueron realizadas con tubería de PVC y diámetros de ½” con su respectivo collarín. En la localidad no se puede llevar un registro

numérico dado a que no disponen de medidores, por lo tanto, la junta de agua potable a optado por cobrar 2 dólares mensuales por la prestación del servicio.

- **Sistema de operación**

Quienes conforman la Junta Administradora de Agua, en este caso los miembros del recinto asignan a un operador que será el encargado de proporcionar el líquido vital y para esto deberá realizar las siguientes actividades:

PRIMER DIA.

- 07:00 horas: Accionar la bomba, se lo hace manual ya que no consta con dispositivos automáticos.
- 11:00 horas: Apaga la Bomba.
- 11:05 horas: Apertura de la válvula de salida a la red.
- 12:00 horas: Cierre de la válvula de salida, este es el lapso que se demora en vaciar el tanque.
- 13:00 horas: Accionar la bomba.
- 17:00 horas: Apaga la Bomba.
- 17:05 horas: Apertura de la válvula de salida a la red.
- 18:00 horas: Cierre de la válvula de salida

SEGUNDO DIA.

- 07:00 horas: Accionar la bomba, se lo hace manual ya que no consta con dispositivos automáticos.
- 11:00 horas: Apaga la Bomba.
- 11:05 horas: Apertura de la válvula de salida a la red.
- 12:00 horas: Cierre de la válvula de salida
- Se repite el ciclo.

Podemos acotar que esta información es proporcionada por la Junta de Agua y tenemos en la actualidad un servicio limitado.

- **Estimación de consumo**

Según la información recolectada podemos realizar una estimación per cápita diaria y tener conocimiento como es el funcionamiento del sistema actual. Utilizando la siguiente fórmula: Volumen consumido en un día de servicio = Reserva+ caudal bomba x tiempo de servicio

Tabla 13

Consumo estimado actual

CONSUMO				
Volumen de reserva:	90	m ³	90000	l
Tiempo de servicio	1	hora	3600	s
Caudal de Bomba	7,5	l/s		
Población actual	1291	ha		
Volumen consumido en un día		117000	litros	
Consumo per cápita diario	90,62742	l/ha/día		

Elaborado por Autores

- **Problemas que presenta el servicio**

De lo mencionado en los ítems anteriores podemos denotar que el sistema de agua potable del recinto Pedro Vélez Morán padece de una serie de problemas técnicos que mencionaremos a continuación.

- ✓ El bombeo del agua es entregado directamente al tanque elevado de almacenamiento por medio de una línea de hierro galvanizado subterránea.
- ✓ El líquido vital carece de tratamiento alguno.
- ✓ La red de distribución tiene 38 años de funcionamiento.
- ✓ El tiempo de operación de la bomba no tiene un análisis adecuado.
- ✓ La instalación de las tuberías se encuentra con fugas y en mal estado.
- ✓ No se pudo hacer una inspección visual de la bomba debido a que no tienen un sistema de extracción y lo hacen de forma manual y empírica.
- ✓ No tienen un registro del mantenimiento de la bomba.
- ✓ No se dispone con un sistema eléctrico adecuado.
- ✓ No se cuenta con un sistema eléctrico automatizado para encender y apagar la bomba.

- ✓ Carece de un control de nivel del tanque ya que se lo realiza solo de forma visual.

2.1.2. Captación de agua

2.1.2.1. Pozo profundo

En el lugar donde se desarrolla nuestro proyecto la dotación de agua se la realiza por medio de pozos profundos artesanales, obteniendo así el líquido vital para sus necesidades cotidianas.

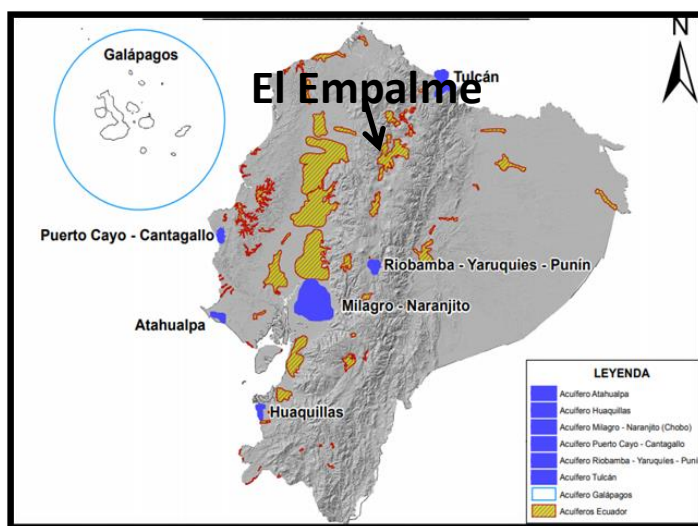
En el Recinto Pedro Vélez Morán contamos con la perforación de un pozo de 60 m de profundidad, tomando así el caudal necesario para el diseño de nuestra red de agua potables con sus demás componentes.

El cantón El Empalme consta con 9 pozos profundos siendo la fuente principal de abastecimiento del agua a la población; este afluente cambia en función de la zona que estén ubicado cada pozo.

El pozo profundo del recinto Pedro Vélez Morán encuentra ubicado en unos de los acuíferos más grande del Ecuador. Según mapa Hidrogeológico de la Senagua – ESPOL ANEXO # 2.

Figura 13

Mapa de ubicación de acuíferos



Fuente (SENAGUA – ESPOL TECH E.P. Mapa Hidrogeológico)

2.1.2.2. Represa Daule Peripa

La presa Daule Peripa entró en funcionamiento en el año de 1988 después de una serie de estudios y planificaciones con el fin de generar electricidad, controlar las inundaciones y obtener agua potable. El embalse está conformado en su mayoría por la cuenca del río Guayas; situado en la unión de los ríos Daule y Peripa logrando así percibir el caudal de los ríos Vinces, Babahoyo, y Daule con sus respectivos tributarios.

De los diferentes objetivos que tiene la presa es regular los caudales para el riego, controlar las inundaciones mediante diques que se encuentran contruidos; siendo así esta obra una ayuda a satisfacer las diversas necesidades que tienen las comunidades cercanas en cuanto al uso de agua.

2.1.3. Descripción de las alternativas propuestas

Para el nuestro proyecto tenemos dos posibles alternativas para la captación del agua cruda: Captación por medio de pozos profundos y captación del embalse Daule Peripa.

2.1.3.1. Alternativa # 1

Pozo profundo

Es muy común la perforación de este tipo de pozos debido a que constan con una calidad de agua en términos admisible para el consumo de los habitantes. Es mucho más fácil y económico obtener el suministro de esta forma en los hogares ya que las personas que no son abastecidas por la red pues lo hacen desde su localidad obtenido su propia fuente de captación, este sistema generalmente es práctico para comunidades pequeñas, rurales y urbanas.

El recinto Pedro Vélez Morán cuenta con la construcción de un pozo de 60 m de profundidad, siendo este su fuente de abastecimiento de agua potable desde 1974 donde realizaron su primer sistema de extracción del líquido vital. En la actualidad sigue siendo

la fuente de abastecimiento, pero de una forma racionada debido a los diferentes problemas que acarrea todo el sistema de abastecimiento de agua potable.

2.1.3.2. Alternativa # 2

Embalse Daule Peripa

La captación se la podría realizar desde el embalse Daule Peripa contando con el suficiente caudal para nuestro diseño, para esto debemos analizar el lugar y la manera más conveniente para la extracción del agua. Tenemos que considerar que antes de la conducción, el agua debe pasar por un tratamiento previo donde se puede considerar una planta que contenga por lo mínimo los siguientes procesos: mezcla rápida, floculación, sedimentación, filtración rápida y desinfección. También deberá constar con un tanque regulador y probablemente con un sistema de bombeo que permita llegar el agua al tanque de almacenamiento que tiene el recinto Pedro Vélez Morán.

La conducción que se podrá llegar acabo el abastecimiento consta de 14 km de recorrido y también deberá constar con válvulas que regulen la presión durante la trayectoria del flujo asegurando así la llegada del caudal a la población.

Todo lo mencionado son los requerimientos como mínimo que debería llevar en esta alternativa para entregar agua calificada y tratable para el consumo de los pobladores.

2.1.4. Selección de alternativa

Una vez descrito las alternativas que tiene este proyecto, hemos hecho un análisis técnico – económico y decidimos escoger la alternativa # 1, ya que es la mejor opción para nuestro proyecto dado a que se encuentra ubicado el pozo en la parte central interna de la población asegurando así una dotación permanente a la población. En la parte económica es la mejor opción dado a que tenemos que realizar una planta de tratamiento con un sistema de oxidación de metales mediante una torre de aireación siendo esta opción la considerada para nuestro proyecto.

La alternativa # 2 no es considerada debido a que hay parámetros que encarecen este sistema, como es la cimentación de una planta de tratamiento completa (captación, bombeo, cámara de mezcla, floculación, sedimentación, depósitos de agua filtrada, etc), adicionalmente tenemos una conducción de 12 km aproximadamente hasta llegar al tanque de reserva; todo lo antes mencionado son el impedimento por el cual no escogemos esta alternativa.

2.1.5. Descripción del sistema a diseñarse

Para nuestro diseño de la red de distribución de agua potable se debió conocer en qué condiciones se encontraba el sistema mencionado. Para lo cual realizamos el levantamiento topográfico, se hizo un reconociendo de las condiciones viales y de la infraestructura que existe en la localidad. De lo cual se constató algunos puntos importantes como es su captación y el tanque de regularización (tanque elevado), este último se encuentra ubicado en la parte más alta del recinto garantizando así que no haya la posibilidad de presiones negativas.

El sistema que vamos a utilizar se lo denomina redes cerradas y consiste en formar un mallado con tuberías principales y tuberías secundarias que se adhieren a la primera. Hemos considerando este método por factores muy importantes como es su eficiencia y garantías de servicios, el control de presión en nudos y dado a la gran cantidad de la población se encuentra distribuido por manzanas y no existen poblaciones dispersas pues el sistema se acopla a estas condiciones.

Todo este diseño se lo realizara bajo la conducción de diversas normas que tenemos vigentes en el país como es: normas para el respectivo estudio y diseño de sistemas de aguas potable y disposición de agua residuales direccionadas para poblaciones mayores a 1000 habitantes; también nos podemos basar en la Normas de agua potable y saneamiento ambiental (EX – IOES), y la de diseño de sistemas de alcantarillado para la (EMAAP-Q) e investigaciones técnicas de nosotros como autores podemos realizar para este tema de titulación.

Para el determinar el cálculo de la red de distribución se lo realizará en Excel mediante hojas de cálculo y una corroboración de nuestros cálculos con un análisis numérico mediante un software WaterGEMS V8.

2.1.6. Parámetros de diseño.

Según lo que nos menciona la norma para estudio y diseño de sistemas de aguas potable y disposición de agua residuales para poblaciones que superan 1000 habitantes, da como referencia puntos importantes que se deben considerar en un estudio de pre factibilidad, consideramos a continuación:

2.1.6.1. Periodo de diseño

Este será el tiempo que conlleve de funcionamiento adecuado de un sistema capaz de cumplir con las necesidades que requiere una población satisfactoriamente. De este periodo va a depender la vida útil de cada componente de un sistema de abastecimiento de agua potable.

Tabla 14

Vida útil sugerida para elementos de agua potable

COMPONENTE	VIDA © (AÑOS)
Diques gradas y túneles	50 a 100
Obras de captación	25 a 50
Pozos	10 a 25
Conducciones de hierro dúctil	40 a 50
Conducciones de asbesto cemento o PVC	20 a 30
Planta de tratamiento	30 a 40
Tanques de almacenamiento	30 a 40
Tubería principales y secundarias de la red:	
De hierro dúctil	40 a 50
De asbesto cemento o PVC	20 a 25
Otros materiales	Variables de acuerdo especificaciones del fabricante

Elaborado por Autores. extraída de la secretaria del Agua, 2016

Basándonos en lo estipulado por la norma tomamos la recomendación para redes principales y secundarias de asbesto cemento o PVC de 25 años, tiempo por el cual trabajará nuestro sistema de forma adecuada y eficiente.

Podemos considerar los siguientes periodos de diseño para nuestro proyecto.

- | | |
|--|---------|
| • Planta de tratamiento | 25 años |
| • Tanques de almacenamiento y regulación | 25 años |
| • Bombas | 12 años |
| • Tuberías | 25 años |

2.1.6.2. Análisis poblacional

Para este análisis se debe efectuar el cálculo de la población futura, el cual es esencial en este o en cualquier otro proyecto, debido a que una sobre estimación de este parámetro nos llevaría a alejarnos de la realidad, lo que encarecería todo el sistema y tendríamos un desperdicio de recursos, en caso de cometer un error contrario al mencionado se tendría una obra con menos años de funcionalidad.

La población futura a estimar se la realizará en base datos censales realizados por el INEC, proyecciones referenciales de población en sectores aledaños a punto de estudio y se tendrá en consideración el aspecto nivel socio económico de la población como tal.

➤ Población referencial actual.

La población actual de nuestro proyecto, la realizaremos en base a las tasas de crecimiento poblacional entregada por el INEC de los sectores aledaños y de la parroquia Velasco Ibarra; Considerando que estos lugares tienen un comportamiento económico muy similar al de nuestro proyecto.

Tabla 15*Proyección referencial del cantón*

PROYECCIONES REFERENCIALES DE POBLACIÓN A NIVEL CANTONAL-PARROQUIAL											
Cantón	PERÍODO 2010 – 2020										
	Proyecciones										
Parroquia	2010	2011	2012	2013	2014	2015	2016	2017	2018	2019	2020
El Rosario	9557	9675	9791	9905	10018	10128	10236	10341	10444	10544	10642
Guayas											
(Pueblo											
Nuevo)	18251	18476	18698	18916	19131	19341	19547	19748	19945	20137	20323
Velasco											
Ibarra	49489	50099	50701	51293	51875	52446	53004	53550	54083	54603	55108

Elaborado por Autores. extraída de la secretaria del Agua,2016

De la tabla 15 proyecciones referenciales de población, realizamos un análisis donde la parroquia el Rosario tiene un incremento promedio de 1.08 %, la parroquia Guayas consta con un incremento promedio igual de 1.08 %.

Dado este resultado para la parroquia Pedro Vélez Morán utilizaremos la tasa de crecimiento de 1.08 %, teniendo como dato del censo realizado por el INEC – 2010 es de 588 hombres y 609 mujeres con total de 1159 habitantes.

Tabla 16*Población por género*

POBLACIÓN POR GÉNERO			
PARROQUIA	HOMBRES	MUJERES	TOTAL
PEDRO VÉLEZ MORÁN	588	571	1159
%	50,73	49,26	100

Elaborado por Autores. extraída de la secretaria del Agua,2016

➤ Estimación de la población actual

Determinamos la población futura con los datos proporcionados con el último censo INEC 2010, por el método geométrico y la tasa ya conocida en el ítem anterior.

Datos:

Población: 1159 hab Censo INEC 2010

Tasa de crecimiento: 1.08 %

$$Pf = Pa * (1 + i)^n$$

Donde:

Pf = Población futura

Pa = Población actual

I = Índice de crecimiento

n = Periodo de diseño del proyecto

Con la aplicación de la fórmula antes mencionada hemos podido calcular una población referencial de la parroquia Pedro Vélez Morán. La cual podemos visualizar en la siguiente tabla.

Tabla 17

Proyecciones referenciales de Pedro Vélez Morán

PROYECCIONES REFERENCIALES DE PEDRO VÉLEZ MORÁN											
	Año 2010	Año 2011	Año 2012	Año 2013	Año 2014	Año 2015	Año 2016	Año 2017	Año 2018	Año 2019	Año 2020
PEDRO VÉLEZ MORÁN	1159	1173	1187	1201	1215	1228	1241	1254	1267	1279	1291
%		1,22	1,19	1,15	1,12	1,09	1,05	1,02	0,99	0,95	0,92
Promedio					1,080						

Elaborado por Autores

➤ Estimación de la Población futura de Pedro Vélez Morán.

Lo Llamamos estimación de población futura debido a que influyen muchos factores para este cálculo y existe varias formas de cómo se puede llegar a calcular este punto tan importante.

El recinto Pedro Vélez Morán tiene un crecimiento lento y lineal como hemos podido evidenciar, debido a que esta localidad se dedica en gran cantidad a la agricultura. Por esta situación no existe población flotante dado a que no es una zona de turismo. Por lo tanto, la forma de cómo se realizará el respectivo cálculo de la población futura será por medio de dos métodos que es: aritmético, geométrico, donde se escoge el valor que se encuentre más ligado a la realidad de recinto y un criterio técnico adecuado.

- **Método aritmético.**

El método se lo utiliza cuando tenemos un crecimiento población monótono, en lapsos de tiempos fijos. Consiste en definir una tasa de crecimiento para cada año a calcularse en el futuro. Este método es muy utilizado para zonas rurales o lugares con un crecimiento estable y bien definido.

$$Pf = P_o * (1 + k * \Delta t)$$

Donde:

Pf= Población futura (25 años)

P_o= Población actual (2020)

K= índice de crecimiento

Δt= Población futura

$$Pf = P_o * (1 + k * \Delta t)$$

$$Pf = 1291 * (1 + 0.0107 * 25)$$

$$Pf = 1636 \text{ hab.}$$

- **Método geométrico.**

Este método se lo estima de una manera geométrica o exponencial, siendo proporcional con la población y la tasa de crecimiento, esto quiere decir que conforme crece la población lo hará su tasa. Se lo aplica para zonas pequeñas y con carencia de datos censales.

$$P = P_0 * (1 + i)^n$$

$$P = 1291 * (1 + 0.0107)^{25}$$

$$P = 1687 \text{ hab.}$$

- **Análisis Poblacional.**

Presentamos un resumen de la población en base a los dos métodos empleados con el crecimiento población de este este diseño.

Tabla 18

Métodos de estimación poblacional

METODO DE ARIMETICO			METODO DE GEOMETRICO		
Pf=po*(1+k*Δt)			Pf=P1(1+r) ⁿ		
Pa=	1.291	hab.	Pa=	1.291	hab.
K=	1,07	hab/año .	n=	0,01075	
Δt=	25	año.	Δt=	25	año.
Pf=	1636	habitantes	pf	1687	habitantes

Elaborado por Autores.

Figura 14

Crecimiento Poblacional



Elaborado por Autores

Una vez que el recinto Pedro Vélez Morán disponga de los servicios básicos, pues por consiguiente mejorará el bienestar y calidad de vida de quienes residen en ese sector, es decir de los moradores por lo cual tendrán un crecimiento poblacional. Por lo anteriormente mencionado se escoge la estimación del método geométrico dado a que es el más crítico; llegando al término del período de diseño en el año 2045 una población de 1687 habitantes.

2.1.6.3. Cifras de consumo

Mediante una visita que se realizó al recinto Pedro Vélez Morán para recopilar información de la Junta de agua potable no se pudo obtener datos debido que no llevan un registro de consumo. Por tal razón para este diseño tomaremos en cuenta las recomendaciones de 2 normas que están vigentes en nuestro país: NORMA DE DISEÑO PARA SISTEMAS DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE, DISPOSICIÓN DE EXCRETAS Y RESIDUOS LÍQUIDOS EN EL ÁREA RURAL (Norma CO 10.7 – 602 – Revisión) de la Secretaría del Agua. (SENAGUA), y NORMAS PARA ESTUDIO Y DISEÑO DE SISTEMAS DE AGUA POTABLE Y DISPOSICIÓN DE AGUA RESIDUALES PARA POBLACIONES MAYORES A 1000 HABITANTES.

Para la estimación de la dotación se evaluará las recomendaciones de las normas y se hará una comparación escogido la que mejor se apega a la realidad del nuestro diseño.

2.1.7. Dotación Recomendadas

Se refiere a la cantidad de agua en litros estimada por cada habitante por día. La primera recomendación la tomamos de la norma de la SENAGUA para poblaciones rurales, dependiendo del nivel de sistema.

Tabla 19

Niveles de servicio para sistemas abastecimiento de agua, disposición de excretas y residuos líquidos

Nivel	Sistema	Descripción
0	AP EE	Sistemas individuales. Diseñar de acuerdo a las disponibilidades técnicas, usos previstos del agua, preferencias y capacidad económica del usuario.
Ia	AP EE	Grifos públicos. Letrinas sin arrastre de agua.
Ib	AP EE	Grifos públicos más unidades de agua para lavado de ropa y baño. Letrinas sin arrastre de agua.
Iia	AP EE	Conexiones domiciliarias, con un grifo por casa. Letrinas con o sin arrastre de agua,
Iib	AP ERL	Conexiones domiciliarias, con más de un grifo por casa. Sistema de alcantarillado sanitario,

Fuente: Norma de Diseño para Sistemas de Abastecimiento de Agua Potable, Disposición de Excretas y Residuos Líquidos en el Área Rural (Norma CO 10.7 – 602 – Revisión) de la Secretaría del Agua.

Tabla 20

Dotación de agua para los diferentes niveles de servicio

Clima frío		
Nivel de servicio	(l/hab/día)	Clima cálido (l/hab/día)
Ia	25	30
Ib	50	65
Iia	60	85
Iib	75	100

Fuente: Norma de Diseño para Sistemas de Abastecimiento de Agua Potable, Disposición de Excretas y Residuos Líquidos en el Área Rural (Norma CO 10.7 – 602 – Revisión) de la Secretaría del Agua.

Por consiguiente, el valor de la dotación por esta norma (SENAGUA) será de 100 l/hab/día, debido a que corresponde a un nivel IIb y un clima cálido.

A continuación, presentamos las recomendaciones de segunda norma mencionada.

Tabla 21

Recomendación de Dotación

DOTACIONES RECOMENDADAS		
POBLACIÓN (habitantes)	CLIMA	DOTACION MEDIA FUTURA (l/hab/día)
Hasta 5000	Frio	120-150
	Templado	130-160
	Cálido	170-200
5000 a 50000	Frio	180-200
	Templado	190-220
	Cálido	200-230
Más de 50000	Frio	>200
	Templado	>220
	Cálido	>230

Fuente: (Secretaría del Agua, 2016)

La recomendación que nos da esta norma se la realiza en base al número de habitantes futuro y el clima que se desarrolla cada proyecto, el valor recomendado se encuentra entre 170 – 200 (L/hab/día)

Se escogerá una dotación considerando varios aspectos muy importantes tales como: El consumo es doméstico ya que no hay industrias en la localidad, el tipo de su población en el recinto es residencial, la situación socioeconómica de esta localidad no se puede comparar con zonas residenciales lujosas que tienden a consumir valores altos, el clima en nuestra zona es cálida y por tal motivo hay un mayor consumo que las partes frías o templadas.

Por todo lo mencionado y las recomendaciones que nos indica las normas adoptáramos una dotación de 140 (l/hab/día).

Se debe considerar en el sistema de abastecimiento de agua potable de una zona rural un porcentaje de fugas, del cual, se lo asignará el acorde para este diseño.

Basándose en los datos de la norma de diseño para abastecimiento de agua potable, disposición de excretas y residuos líquidos en el área rural.

Tabla 22

Porcentajes de fugas

PORCENTAJE DE FUGAS PARA SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE	
Nivel de servicio	Porcentaje de fugas
la y lb	10%
lla y llb	20%

Fuente: (NORMA CO.10.7-602 (SENAGUA))

El porcentaje de fugas para el sistema de abastecimiento de agua potable es del 10 % tomando en cuenta los mismos aspectos que fueron considerados para elección de la dotación.

- **Caudal medio diario (Qm).**

Es el gasto el cual realiza la población futura en el transcurso de las 24 horas, se la puede obtener de alguna base de datos de consumos promedio diarios.

$$Qmd = f * \frac{P * D}{86400}$$

Donde:

Qm= Caudal medio (l/s).

f= Factor de fugas

P= Población futura (hab)

D= Dotación (l/s)

$$Q_{md} = 1.1 * \frac{1687 * 140}{86400}$$

$$Q_{md} = 3.01 \text{ l/s}$$

- **Caudal máximo diario (Qmd).**

Se refiere al consumo de agua más alto en un día que se puede registrar durante los 365 días del año. Los determinamos multiplicando un coeficiente de mayoración para el caudal medio diario.

$$Q_{md} = KMD * Q_{md}$$

Donde:

Qmd= Caudal máximo diario (l/s).

Qm= caudal medio (l/s).

KMD= Coeficiente de Mayoración diario.

Este coeficiente de mayoración adoptado es de KMD =1.25. Debido a que la norma nos recomienda los siguientes valores KMD día = 1.3 – 1.5. (Secretaría del Agua, 2016)

$$Q_{md} = 1.25 * 3.01$$

$$Q_{md} = 3.76 \text{ l/s}$$

- **Caudal máximo horario (Qmh).**

Es aquel caudal de máximo consumo en una hora determinada en el día, su cálculo se lo realiza mediante un coeficiente de mayoración horario (KMH) por el gasto medio diario futuro, mediante la siguiente formula.

$$Q_{mh} = KMH * Q_{md}$$

Donde:

Qmh= Caudal máximo horario (l/s).

Qm= caudal medio (l/s).

KMH= Coeficiente de Mayoración horario.

El valor de coeficiente de mayoración horario es de $KMH = 2.3$, valor escogido de la recomendación que están entre los valores $KMH = 2 - 2.3$, según la (Secretaría del Agua, 2016).

$$Q_{mh} = 2.3 * 3.01$$

$$Q_{mh} = 6.92 \text{ l/s}$$

- **Caudal de Diseño.**

Es primordial que para el cálculo de caudal de diseño se estime las diversas consideraciones que contempla un sistema de abastecimiento de agua potable. Para el presente proyecto el cálculo se realiza con caudal máximo horario (Q_{mh}) siendo este el caudal de diseño para la red de distribución. Para los demás elementos que se contemplan en sistema de agua potable se lo realizará bajo las recomendaciones de las normas de diseño de la S.S.A.

Tabla 23

Caudal de diseño

CAUDALES DE DISEÑO PARA LOS ELEMENTOS DE UN SISTEMA DE AGUA POTABLE	
ESTRUCTURAS	CAUDALES
Captación de agua superficiales	Máximo diario + 20 %
Captaciones de agua subterráneas	Máximo diario + 5 %
Conducción de agua superficiales	Máximo diario + 10 %
Conducción de agua subterráneas	Máximo diario + 5 %
Red de distribución	Máximo diario + incendio
Planta de tratamiento	Máximo diario + 10 %

Fuente: (Secretaría del Agua, 2016)

Se enfatiza que no se considerará para este proyecto en mención el caudal de incendio debido a que es una zona rural por tal motivo se lo despreciará; pero si será tomado en cuenta en el cálculo de diseño del tanque de almacenamiento.

- **Caudal de captación (Qcap)**

Este caudal se calcula considerando la captación de aguas subterráneas de la siguiente manera

$$Q_{cap} = Q_{md} + 5 \%$$

$$Q_{cap} = 3.76 + 0.18$$

$$Q_{cap} = 3.95 \text{ l/s}$$

- **Caudal de conducción (Q bombeo)**

El caudal de conducción no puede ser estimado porque la localidad no cuenta con un reporte o base de datos de consumo diario de los habitantes, esta localidad no tiene instalación de medidores por tal motivo no se puede establecer un periodo de bombeo.

- **Caudal de tratamiento (Qtrat)**

Este caudal se lo determina con el gasto máximo diario más un 10 % del mismo. Este cálculo nos ayuda para el dimensionamiento de elementos que conforman la planta de tratamiento. En cual es diseñado en el acápite 3.1.6 Diseño de Red de Distribución; Calidad de Agua: dicha planta consta con un sistema de aireación y desinfección, según lo recomendado con el estudio de calidad de agua del recinto Pedro Vélez Morán.

$$Q_{cap} = Q_{md} + 10 \%$$

$$Q_{cap} = 3.76 + 0.376$$

$$Q_{cap} = 4.13 \text{ l/s}$$

2.1.7.1 Presiones en la red

Con relación a las presiones del sistema nos apoyamos lo estipulado en la norma CO.10.07-601 Parte séptima (VII), Numeral 4.2.3. donde nos dice que:

“Se establece un mínimo de 10 m de columna de agua en los puntos y condiciones más desfavorable de la red. (Secretaria del Agua, 2016, pág. 264)”.

“la presión estática, no deberá, en lo posible, ser mayor a 70 m de columna de agua y la presión máxima dinámica de 0.50 m. Para lograr esto la red podrá ser dividida en varias subredes interconectadas mediante estructuras o equipos reductores de presión” (Secretaria del Agua, 2016, pág. 264).

Los valores de velocidades que se van a manejar son: máxima 6 m/s y mínima de 0.45 m/s, no se puede admitir valores por debajo de 0.3 m/s ya que no se produce un saneamiento en el sistema.

2.2. Sistema de Alcantarillado

Se encuentra conformado por tuberías y pozos de revisión, formando así una red que recolecta las aguas servidas y pluviales, pasando por un separador de caudales, para separar en su gran mayoría las aguas pluviales, ya que están no necesitan de un tratamiento para descargarla a una quebrada o alguna vertiente natural, el agua residual es trasladada hacia una planta de tratamiento para luego de ser tratada y posteriormente descargada al igual que el caudal pluvial.

2.2.1. Descripción del sistema a diseñarse

El diseño de nuestra red es un alcantarillado combinado, es decir que recolecta el agua residual y pluvial en una misma tubería, que será transportada hacia un separador de caudales para que el agua pluvial no llegue a la planta de tratamiento y así únicamente llegue el agua residual a ser tratada y así no sobre dimensionar la planta de tratamiento.

Como alternativas se plantea la ubicación de un separador de caudales a la mitad de la red para aliviar la conducción de este caudal por sus tuberías y así evitar el sobredimensionamiento de las mismas.

2.2.2. Parámetros de diseño

Nuestro sistema de alcantarillado se realizó basándose con información estadística (INEC), información meteorológica (INAMHI), recopilación de información del punto de estudio (GAD El Palme) y basándonos en Normas de Diseño de Sistemas de Alcantarillado para la EPMAAP-Q – 2009 y la Norma de Diseño para Sistemas de Abastecimiento de Agua Potable, Disposición de Excretas y Residuos Líquidos en el Área Rural (Norma CO 10.7 – 602 – Revisión) de la Secretaría del Agua.

Estas normas nos ayudan a controlar todos sus parámetros técnicos requeridos, para asegurar un perfecto funcionamiento del sistema, para un tiempo de vida útil definido para cada tipo de obra.

2.2.3. Período de diseño

Este debe cumplir ciertos parámetros básicos en función de la capacidad del sistema para poder satisfacer la demanda futura, la densidad actual, la durabilidad de los materiales y equipos a utilizar, esto según la norma del EPMAAP-Q, recomienda que el periodo de diseño debe proyectarse para un periodo 25 años, mientras que la Secretaría del Agua en la norma antes mencionada para zonas rurales, indica que debe estimarse a un período de 20 años.

2.2.4. Análisis Poblacional

El análisis poblacional corresponde al cálculo de la población futura, basado en la población actual del lugar de estudio. Los valores de la población los podemos obtener a través de los censos realizados por el INEC.

Existen varios métodos para estimar la población futura, en nuestro caso utilizaremos el método geométrico.

$$Pf = Pa * (1 + r)^n$$

Donde:

Pf: población futura (habitantes)

Pa: población actual (habitantes). Según datos obtenidos del INEC, la población actual para nuestro proyecto corresponde a 1291 habitantes.

N: Periodo de diseño (años). El periodo de diseño utilizado para el proyecto es de 25 años.

R: tasa de crecimiento poblacional. La tasa de crecimiento corresponde a 1.07%.

Con toda la información procedemos a calcular la población futura para nuestro proyecto.

$$Pf = 1291 * (1 + 1.07)^{25}$$

$$Pf = 1689 \text{ habitantes}$$

2.2.5. Densidad Poblacional (D)

La relación que existe entre el número de habitantes y el área del proyecto se conoce como densidad poblacional.

$$Densidad = \frac{\# \text{ de habitantes}}{\text{Área del proyecto}}$$

$$Densidad = \frac{1689 \text{ hab}}{28.65 \text{ ha}}$$

Teniendo como resultado una densidad poblacional de 58,88 hab/ha.

2.2.6. Contribución de aguas residuales

2.2.6.1. Aguas residuales domésticas (Qd)

El caudal doméstico (Qd), se lo obtiene con la siguiente ecuación.

$$Qd = \frac{d_{\text{neto}} * D * A * R}{86400}$$

Donde:

d_{neta} : dotación neta por habitante (l/hab/día).

A: área del proyecto (ha).

D: densidad poblacional (hab/ha).

R: coeficiente de retorno (adimensional).

Coeficiente de retorno

Se refiere al porcentaje de agua de uso doméstico el cual ingresa al sistema de alcantarillado como agua residual. Este valor se lo puede estimar de la siguiente tabla.

Tabla 24

Coeficientes de retorno de aguas servidas domesticas

Nivel de complejidad del sistema	Coeficiente de retorno
Bajo y medio	0.7 – 0.8
Medio alto y alto	0.8 – 0.85

Fuente: Norma EMMAAP-Q, 2009

Debido a que la complejidad de nuestro proyecto es media, el valor utilizado es de 0.7.

- a) Coeficiente de simultaneidad o mayoración (M)

Este valor lo podemos calcular con la siguiente ecuación:

$$M = \frac{2,228}{Qmdf^{0,073325}}$$

$$M = 2.18$$

Donde:

M: coeficiente de mayoración

Qmdf: que es la multiplicación de la población futura, dotación, coeficiente de retorno, todo esto sobre 86400.

Con todos los datos obtenidos podemos calcular el caudal de aguas residuales domésticas.

$$Q_{dom} = \frac{100 * 56.83 * 29.72 * 0.7}{86400}$$

$$Q_{dom} = 1.37 \text{ l/s.}$$

2.2.6.2. Caudal Industrial (Qi)

Son caudales que se deben calcular en base a censos, encuestas y consumos industriales, por lo que es esencial efectuar análisis delimitados de aportes industriales de aguas residuales, tanto en zonas residenciales como en zonas industriales.

Para nuestro proyecto utilizaremos una contribución industrial de acuerdo a la siguiente tabla.

Tabla 25

Contribución industrial

Nivel de complejidad del sistema	Contribución industrial (l/s/ha-ind)
Bajo	0.4
Medio	0.6
Medio Alto	0.8
Alto	1.0 – 1.5

Fuente: Norma EMMAAP-Q, 2009

El Recinto Pedro Vélez Morán al ser un poblado pequeño, no existe industrias grandes que generen demasiada agua residual, sin embargo, en el lugar existen tiendas y locales comerciales que se han considerado en el diseño de nuestro sistema, razón por la

cual sea a considerado un coeficiente 0.4, es decir tiene un nivel de complejidad del sistema bajo.

$$Q_i = \text{coef. de nivel de complejidad} * \text{área industrial}$$

$$Q_i = 0.4 * 0.76$$

$$Q_i = 0.304 \text{ l/s}$$

2.2.6.3. Caudal institucional (Qi)

Son caudales producidos por aportes de aguas residuales acumuladas provenientes de hoteles, instituciones educativas, negocios, cárceles, hospitales etc.

Estos valores se pueden estimar de por unidad de área institucional, como se muestra en la tabla siguiente.

Tabla 26

Contribución Institucional mínima en zonas residenciales

Nivel de complejidad del sistema	Contribución institucional (l/s-ha-inst.)
Cualquiera	0.4 – 0.5

Fuente: Norma EMMAAP-Q, 2009

El Recinto Pedro Vélez Morán cuenta con dos unidades educativas, a la cual acuden 612 estudiantes.

$$Q_i = \text{coef. de nivel de complejidad} * \text{área institucional}$$

$$Q_i = 0.4 * 1.61$$

$$Q_i = 0.644 \text{ l/s}$$

2.2.6.4. Infiltración (Qinf)

Es inevitable la infiltración de aguas superficiales a las redes de sistemas de alcantarillado sanitario, principalmente freáticas, a través de fisuras en las tuberías, en juntas ejecutadas deficientemente, en la unión de tuberías con pozos de inspección y demás estructuras, y en estos cuando no son completamente impermeables. (EMAAP-Q, 2009, pág. 33).

El diseñador debe minimizar los aportes por infiltración. A lo largo de la vida útil de las redes, el aporte de aguas de infiltración también puede estar asociado con el nivel de amenaza sísmica de la localidad. (EMAAP-Q, 2009, pág. 33).

Tabla 27

Infiltración debido a la complejidad del sistema

Nivel de complejidad del sistema	Infiltración alta (l/s – ha)	Infiltración media (l/s – ha)	Infiltración baja(l/s – ha)
Bajo y medio	0.1 – 0.3	0.1 – 0.3	0.05 – 0.2
Medio alto y alto	0.15 – 0.4	0.1 – 0.3	0.05 – 0.2

Fuente: Norma EMMAAP-Q, 2009

2.2.7. Caudal sanitario de diseño

Este el valor del caudal, resulta con la suma de los anteriores caudales mencionados, como son el caudal producido por las aguas residuales domésticas, caudal industrial, caudal institucional, caudal de infiltración.

$$Q_s = Q_d + Q_i + Q_{in} + Q_{inf}$$

Donde:

Qs: caudal sanitario (l/s)

Qd: caudal de aguas residuales domésticas (l/s)

Qi: caudal industrial (l/s)

Qin: caudal institucional (l/s)

2.2.8. Caudal pluvial de diseño

Existen varios métodos para calcular el caudal pluvial, para nuestro proyecto optamos por usar el método racional, ya que es un método muy utilizado en proyectos de drenaje vial, urbano, agrícolas, etc. Otra razón para utilizar este método es que se utiliza en cuenca con superficies menores a 200 ha.

$$Q_p = \frac{C * I * A}{360}$$

Donde:

App: caudal pluvial (m^3/s)

C: coeficiente de escorrentía (adimensional)

I: intensidad de la lluvia (mm/h)

A: área de la cuenca (Ha)

2.2.8.1 Coeficiente de escorrentía ©

Este coeficiente depende del tipo de uso del suelo, correspondiente a la superficie del proyecto, en caso de existir diferentes tipos de usos de suelo, se deberá determinar un coeficiente ponderado.

2.2.8.2 Intensidad (I)

Para calcular este parámetro es necesario conocer la ubicación exacta del proyecto y el área que va a abarcar, para posteriormente seleccionar una estación meteorológica que se encuentre cerca a el proyecto de estudio y tomarla como referencia para nuestro estudio hidrológico. En nuestro caso corresponde la estación meteorológica M0006, estación de Pichilingue.

Mediante el Estudio de lluvias intensas del INAMHI, obtenemos que podemos calcular este coeficiente mediante dos métodos:

Método nuevo

Figura 15

Ecuación para el cálculo de intensidades máximas de precipitación- método nuevo

M0006	PICHILINGUE	5<30	$i = 224.541 * T^{0.1187} * t^{-0.5468}$	0.9888	0.9776
		30<120	$i = 331.068 * T^{0.1548} * t^{-0.4804}$	0.991	0.9821
		120<1440	$i = 3549.191 * T^{0.1480} * t^{-0.6158}$	0.9979	0.9957

Fuente: Actualización del estudio de lluvias intensas (INAMHI, 2015)

Método antiguo

Figura 16

Ecuación para el cálculo de intensidades máximas de precipitaciones método antiguo

5	M0006	PICHILINGUE	5 Min < 58.69 Min	$I_{TR} = 34.728 * Id_{TR} * t^{-0.247} R^2 = 0.9957$
			58.69 Min < 1440 Min	$I_{TR} = 295.78 * Id_{TR} * t^{-0.773} R^2 = 0.9931$

Fuente: Actualización del estudio de lluvias intensas (INAMHI, 2015)

Donde:

I_{tr}: intensidad de precipitación para un periodo de retorno (mm/h)

I_{dTR}: intensidad diaria para un periodo de retorno dado (mm/h)

t: tiempo de concentración (min)

2.2.8.3 Área (ha)

El valor corresponde a la superficie del proyecto, este valor debe ser ingresado a la ecuación en hectáreas.

2.2.9. Caudal de diseño total

El caudal de diseño total en un sistema de alcantarillado combinado es la suma de los caudales sanitarios y pluviales, es decir que una vez realizado los cálculos de los caudales pluviales y sanitarios de la forma como se explicaron en los literales 2.2.7 y 2.2.8.

Tabla 28

Caudales de diseño

Caudal	Tramo 1 (l/s)	Tramo 2 (l/s)
Sanitario	4.03	2.18
Pluvial	1370.52	1443.71
Caudal de diseño	1374.55	1445.89

Elaborado por: Autores

$$Q_{Diseño} = Q_p + Q_s$$

Donde:

Q_p: sumatoria de los caudales pluviales.

Q_s: sumatoria de los caudales sanitarios.

CAPITULO III

CÁLCULOS Y DISEÑO

3.1. Sistema de distribución de agua potable

3.1.1. Descripción de la red de distribución

Se plantea realizar un proyecto de suministro de agua potable eficiente para el recinto Pedro Vélez Morán. Este proyecto capta el caudal requerido desde un pozo profundo que se encuentra en el mismo sitio de estudio, desde aquí es impulsado por un sistema de bombeo pasando por aireadores con el fin de eliminar metales pasados y por último al tanque de reserva donde se efectuará el proceso de desinfección.

Una vez realizada la potabilización se impulsa el caudal al tanque elevado de regulación, desde aquí será distribuido el líquido a la población que se va a beneficiar del proyecto. Cabe acotar que existe un tanque elevado en el recinto Pedro Vélez Morán con un volumen útil de 90 m³ el cual seguirá funcionando.

Es muy importante mencionar que para suplir el déficit en el volumen del tanque elevador de regulación se dimensionó un tanque bajo, el cual mediante un sistema de bombeo suplirá el volumen faltante en las horas de mayor demanda.

3.1.2. Consideraciones en la red de distribución

La construcción de un sistema de abastecimiento de agua potable está compuesta por varios componentes, los cuales son escogidos de acuerdo a las necesidades de cada proyecto. Los aspectos a considerar son: es el lugar de estudio, tipo de fuente de abastecimiento, población, condiciones topográficas entre otras.

En cuanto al desarrollo de la red de distribución y las diferentes unidades de agua potable se considera varias normas y leyes vigentes que se deben acatar. Por lo que el mencionado proyecto dispone de los siguientes elementos:

- Captación.
- Estación y sistema de bombeo relacionado al agua cruda.

- Impulsión de agua cruda desde la estación de bombeo hacía en tanque de reserva.
- Planta de potabilización.
- Tanque de reserva
- Estación de bombeo de agua tratada.
- Tanque regulador de caudales de hormigón armado.
- Red de distribución que será a gravedad.

3.1.3. Distribución de gastos en los nudos

La estimación del caudal de demanda que contiene cada nodo se utilizó el método de las áreas, el cual consiste en determinar el área de influencia por nodo, se utilizó este método debido a que la población es uniforme en gran cantidad de la extensión del proyecto.

Para la red de distribución de los caudales en los nodos se empleará el caudal máximo horario (Qmh). En la siguiente tabla se evidencia la nomenclatura de cada nodo

Tabla 29

Distribución de caudales por nudo

Gastos de los Nudos				
Área			27,46	Ha
Caudal máximo Horario			6,92	l/s
Caudal Unitario			0,252	l/s/ha
Nodos	Elevation (m)	Area m2	Area Ha	Caudal de la Demanda l/s
J-0	79,00	2577,45	0,26	0.06
J-1	77,05	5472,99	0,55	0.14
J-2	68,92	9166,75	0,92	0.23
J-3	69,04	8458,95	0,85	0.21
J-4	67,89	7448,16	0,74	0.19
J-5	69,04	9059,93	0,91	0.23
J-6	68,77	8537,55	0,85	0.22
J-7	69,62	7506,99	0,75	0.19
J-8	67,00	5407,31	0,54	0.14
J-9	67,17	7285,82	0,73	0.18
J-10	69,29	7179,73	0,72	0.18
J-11	68,02	6157,99	0,62	0.16

J-12	67,00	4400,88	0,44	0.11
J-13	67,60	9861,86	0,99	0.25
J-14	68,33	9478,53	0,95	0.24
J-15	67,51	8487,46	0,85	0.21
J-16	67,19	6157,99	0,62	0.16
J-17	72,00	6198,14	0,62	0.16
J-18	70,86	12060,05	1,21	0.30
J-19	68,00	10319,66	1,03	0.26

Gastos de los nudos				
J-20	74,92	3116,48	0,31	
J-21	73,03	5563,34	0,56	0.08
J-22	70,51	6957,55	0,70	0.14
J-23	70,00	7448,16	0,74	0.18
J-24	70,00	2994,93	0,30	0.19
J-25	70,70	2129,66	0,21	0.08
J-26	76,20	1428,89	0,14	0.05
J-27	76,70	2197,03	0,22	0.04
J-28	76,60	2.843,80	0,28	0.06
J-29	76,70	3.722,30	0,37	0.07
J-30	72,00	3780,41	0,38	0.09
J-31	72,90	2502,54	0,25	0.10
J-32	70,20	4282,08	0,43	0.06
J-33	76,47	3841,85	0,38	0.11
J-34	75,72	2049,7	0,20	0.10
J-35	73,79	3069,16	0,31	0.05
J-36	68,69	6356,84	0,64	0.08
J-37	67,36	6696,54	0,67	0.16
J-38	68,03	3077,82	0,31	0.17
J-39	66,66	3035,99	0,30	0.08
J-40	68,27	1790,82	0,18	0.08
J-41	70,50	1221,53	0,12	0.05
J-42	73,00	3617,56	0,36	0.03
J-43	71,38	3069,16	0,31	0.09
J-44	72,73	3361,47	0,34	0.08
J-45	75,66	3361,47	0,34	0.08
J-46	73,05	6129,36	0,61	0.08
J-47	68,89	3682,44	0,37	0.15
J-48	68,50	5471,61	0,55	0.09
J-49	66,00	5183,12	0,52	0.14
J-50	66,19	2245,62	0,22	0.13
J-51	69,15	947,68	0,09	0.06
		Sumatoria	27,46	6,92
			Caudal	
			Unitario	0, 2519

Elaborado por: Autores

3.1.4. Determinación de diámetros y cálculos de presiones

Debemos considerar que la presión es uno de los parámetros más importantes en nuestro diseño y el comportamiento de este está relacionado con el diámetro. En caso del material seleccionado sea PVC, para la red de distribución la norma nos menciona que el diámetro mínimo es de 19 mm.

Témenos que considerar que existen perdida de presión dentro de las tuberías y esto se da debido a los accesorios que se encuentran instalados, y son llamadas perdidas locales. Por otro lado, tememos las perdidas por fricción, esta es la perdida que tiene a lo largo de la tubería.

Actualmente el PVC es el material mayormente empleado y el que mejor se acomoda a las exigencias de este diseño, ya que es un polímero termoplástico que cuando se encuentra en temperatura ambiente es muy fuerte, pero al ser sometido al calor se vuelve dúctil. En el mercado podemos encontrar diámetros que van desde 20 a 200 mm o más, con presiones de 1.25 Mpa hasta 63 Mpa, pero por ningún motivo deberán ser menores a 0.60 Mpa.

Las pasiones serán controladas o dependerán básicamente de la topografía y del tanque elevado que se encuentra construido en la localidad.

3.1.5. Determinación de pérdidas de carga

Las pérdidas de carga es la reducción de presión en un conducto que se produce debido al roce entre partículas del líquido entre si y las paredes del conducto que las transporta.

Para el cálculo de tuberías a presión, en la simulación de la red de distribución el programa WATERGEMS emplearemos la formula experimental de Hazen-Williams, para la obtención de la perdida de carga, cuya fórmula es:

$$j = 10,665 * L * Q^{1.852} * C^{-1.852} * D^{-4.87}$$

Donde:

J = pérdida de carga unitaria en (m/m)

C= coeficiente de Hazen Williams

Q= caudal en (m³/s)

D = diámetro en (m)

L= longitud de la tubería (m)

En el diseño se puede determinar la pérdida de carga por diferentes ecuaciones como son:

- Chezy – Manning.
- Hazen – Williams.
- Darcy – Weisbach.

Del listado de ecuaciones anteriormente mencionado se realizará el diseño con la ecuación de Darcy – Weisbach, siendo esta una de las mencionadas como recomendación en la norma. La fórmula es:

$$hf = f * \frac{L}{D} * \frac{V^2}{2g}$$

Donde:

hf = pérdida de carga longitudinal. (m)

D= diámetro interno (m)

f= coeficiente de pérdida de fricción. (adimensional)

L= longitud del tubo (m)

V= velocidad en sección (m/s)

g=aceleración de la gravedad (m/s²)

Con el criterio de una tubería tendrá cierto grado de rugosidad conforme pase el tiempo debido al uso, se determinada el factor de fricción (f) considerado un flujo turbulento. La fórmula es:

$$\frac{1}{\sqrt{f}} = 1,14 + 2 \log \frac{D}{E}$$

Donde:

f= coeficiente de perdida de fricción (adimensional)

D= diámetro interno (m)

E= rugosidad absoluta (m)

Se debe también considerar para este diseño las perdidas por la instalación de accesorios llamadas perdidas locales menores. Estas pérdidas son provocadas debido al cambio de sección o de orientación de tuberías. Su ecuación es:

$$hl = K * \left(\frac{V^2}{2g} \right)$$

Donde:

hl= pérdidas locales

K= coeficiente de perdidas locales o menores.

V= velocidad de flujo (m)

g= aceleración de velocidad (m/s²)

3.1.6. Diseño de la red de distribución

Es diseñada bajo en concepto del gasto máximo horario, compuesta por un sistema por mallas cerradas o llamada también red cerrada, está se encuentra formada por circuitos y cuenta con 61 nodos. La red es la encargada de trasladar el agua desde el tanque elevado de regularización hasta la población garantizando la calidad y cantidad adecuada según la norma y la necesidad de la población conforme pase los años.

Para un sistema optimo debemos hacer el cálculo de otras unidades que deben ser implementados para un buen funcionamiento, el cual se desarrollara a continuación.

- **Captación**

La captación es una obra civil dedicada a la extracción de agua cruda de una fuente previamente seleccionada y entregada a la conducción de agua potable. En función a las necesidades de este diseño el caudal se adoptará de 8 l/s, poniendo en consideración que la extracción de agua es de forma ilimitada. Adicionalmente mencionamos que no existe un estudio que prospección Geofísica que nos recomiende un caudal de bombeo.

En función de la topografía, obtenidos por el levantamiento topográfico se establece la cota donde se encuentra la caseta de bombeo de 68.83 msnm, con una profundidad del pozo de 70 m y la cota de elevación del agua bombeada al tanque de aquietamiento se estable en 78.04 msnm.

- **Estación de bombeo**

Se refiere al lugar donde hay un conjunto de equipos y accesorios que van a dar impulsión del agua hasta los niveles requeridos por el diseño. Aquel lugar deberá contar con el suficiente espacio para realizar operaciones y mantenimiento.

Se propone utilizar una bomba sumergible y centrifuga que trabajarán por separado y en lugares diferentes. La primera impulsara el agua desde el pozo profundo hasta el tanque de almacenamiento y la segunda almacenara el caudal en el tanque elevado para la utilización en las horas de máximo consumo. De esta manera los periodos de bombeo serán más uniformes, haciendo al sistema más simple.

- **Conducción**

La línea de conducción sirve para incorporar el pozo y el tanque de reserva, dado a que no se encuentran en el mismo sitio; por tal motivo se debe escoger el tramo más corto para unir estos dos sistemas. En la actualidad la conducción está construida de hierro galvanizado desde la captación subterránea hasta el tanque elevado. Esta

tubería fue reemplaza hace dos años por tal motivo el diseño se lo realizara tomando en cuenta el diámetro de 4 pulgadas.

- **Tratamiento**

El tratamiento de agua es un conjunto de varias estructuras que dependiente del tipo o lugar de captación se definirá sus sistemas. Para este proyecto se base en un estudio físico-químico realizado por la municipalidad del cantón El Empalme, planteando que los resultados están dentro de los parámetros normales considerando que es una captación subterránea y como recomendación sugieren una torre de aireación, filtración y desinsectación, siendo este un tratamiento físico simple.

- **Reserva.**

En el recinto Pedro Vélez existe una reserva que abastece a la población en la actualidad. Esta reserva elevada no puede suplir el déficit en el volumen. Se proyecta diseñar una reserva del cual va a estar alimentado desde el pozo profundo, adicionalmente a esto se implementará un sistema de bombeo que abastece al tanque elevado.

- **CALIDAD DE AGUA**

El estudio realizado de calidad de agua del recinto Pedro Vélez fue realizado en primera instancia por la administración del GAD es decir por el Gobierno Autónomo Descentralizado Municipal de El Empalme.

El resultado nos incida que el agua se encuentra dentro de los parámetros normales consideran que la fuente es subterránea. Sin embargo, existen cantidad de Manganeseo que están fuera de la normalidad, por esta razón recomiendan realizar dos procedimientos: El primero es una limpieza del pozo y del tanque elevado (GAD MUNICIPAL EL EMPALME).

1. Realizar una limpieza del pozo y del tanque elevado.
2. Implementar un proceso de tratamiento de hierro y manganeseo.

El estudio propone realizar una planta de tratamiento que cuente con una torre de aeración, filtrado y desinfección. Los resultados del análisis de calidad de agua se encuentran en el ANEXO # 3.

Para conseguir el agua como elemento sustancial apta y calificada para el consumo humano es necesario se realice el diseño de todo el sistema de agua potable.

➤ **AIREACIÓN:**

La aeración puede ser utilizada en agua superficiales o en agua subterráneas, como los siguientes objetivos; oxidación del hierro y del manganeso; separación de gases tales como el bióxido de carbono, sulfuro de hidrogeno y metano; eliminación de sabor y olor, y, adición de oxígeno. (IEOS, 1993).

Aireadores de bandeja múltiples.

Según (Rojas, 1999, pág. 35), un aireador de bandeja múltiples consiste en una serie de bandejas equipadas con ranuras, fondos perforados o mallas de alambre, sobre los cuales se distribuye el agua y se deja caer a un tanque receptor en la base.

Se elige esta alternativa debido a que el tipo de bandeja es el más adecuado para remover el manganeso que se encuentra en el agua.

El diseño se lo realiza según las consideraciones de la norma (IEOS, 1993), el cual será $Q(\text{trat}) = Q_{md} + 10\%$. La carga estipulada se encuentra entre 100 y 200 m³/m² día. El número de bandejas 3- 5 según (RASS, 2000).

1. Caudal de tratamiento (Qtra).

$$Q(\text{trat}) = Q_{md} + 10 \%$$

Donde:

$Q(\text{trat})$ = Caudal de tratamiento (m³/día)

Q_{md} = Caudal máximo diario (l/s)

$$Q(md) = 3.76 \text{ l/s}$$

$$10 \% = 0.375$$

$$Q(trat) = 3.76 + 0.375$$

$$Q(trat) = 4.13 \text{ l/s}$$

$$Q(trat) = 4.13 \frac{\text{l}}{\text{s}} * \frac{1 \text{ m}^3}{1000 \text{ l}} * \frac{86400 \text{ s}}{1 \text{ dia}}$$

$$Q(trat) = 357.22 \text{ m}^3/\text{dia}$$

2. Área de contacto de bandejas. (At)

$$At = \frac{At}{CH}$$

Donde:

At = Área de contacto (m²)

CH = Carga estipulada (200 m³/m² día)

$$At = \frac{357.22 \text{ (m}^3/\text{dia)}}{200 \text{ (m}^2 * \text{dia)}}$$

$$At = 1.786 \text{ m}^2$$

3. Números de bandejas (A bandeja)

Para el diseño asumo 3 bandejas cuadradas de 1.20 m por lado se tiene un área de:

$$Abandeja = 1.20 * 1.20 = 1.44 \text{ m}^2$$

4. Número de aireadores requerido (N)

$$N = \frac{At}{Abandeja}$$

$$N = \frac{1.78 \text{ (m}^2\text{)}}{1.44 \text{ (m}^2\text{)}}$$

$$N = 1.2$$

Por lo tanto, adoptamos un aireador formado por 3 bandejas que en su interior tendrá andesita como medio de contacto. Las bandejas se encontrarán sostenidas por una estructura de perfiles de hierro.

5. Tiempo de exposición (t)

Se utiliza la ecuación de caída libre.

$$Y = \frac{g t^2}{2}$$

$$t = \sqrt{\frac{2Y}{g}}$$

Donde:

t = Tiempo de exposición (s)

Y = altura de caída (1.80 m)

g = gravedad

$$t = \sqrt{\frac{2 * 1.80 * 3}{9.81}}$$

$$t = 1.82 \text{ (s)}$$

6. Número de orificios (Nº)

El cálculo lo realizaremos con la ecuación de orificios sumergidos, utilizando un factor de contracción lateral “C” con un valor de 0.60

$$N^{\circ} \text{ de orificios} = \frac{\text{Longitud de bandeja}}{\text{diametro de orificio} + \text{espacio entre orificios}}$$

Para este punto tomamos algunas recomendaciones por la Reglamento Técnico del Sector de Agua Potable y Saneamiento Básico RASS-2000.

- Diámetros de orificios 5 – 15 cm
- Separación entre Orificios 0.3-0.75 m (RASS, 2000)
- Profundidad de bandejas 0.15 cm

Valores adoptados:

- Diámetro 10 cm
- Separación 5 cm

$$N^{\circ} \text{ de orificios} = \frac{1.2}{\frac{10}{100} + \frac{5}{100}}$$

$$N^{\circ} \text{ de orificios} = 8 \text{ u}$$

siendo la bandeja cuadrada en número de orificios por cada bandeja sera 8 x8

= 64 u, asumimos 65 u

Realizamos una verificación del diámetro de los orificios.

$$\frac{Q}{N^{\circ} \text{ Orificios}} = C * A_o * \sqrt{2 * g * h}$$

$$A_o = \frac{0.00413 \text{ m}^3/s}{65 * 0.6 * \sqrt{2 * 9.81 * 0.1 \text{ m}}}$$

$$A_o = 7.56 \times 10^{-5} \text{ m}^2$$

$$D = \sqrt{\frac{4 * A}{\pi}}$$

$$D = \sqrt{\frac{7.56 \times 10^{-5} * 4}{\pi}}$$

$$D = 9.81 \times 10^{-3} \text{ m}$$

$$D = 9.8 \text{ mm}$$

Asumimos una bandeja con 65 orificios de 10 mm de diámetro con separación de 5 cm para cada sentido de la bandeja.

➤ DESINFECCION

El proceso desinfección se encuentra inmerso en el abastecimiento de agua potable. Por lo cual el ser humano debe consumir agua de forma segura y las autoridades locales están en la responsabilidad de brindarles este servicio con la garantía que sea e buena calidad.

La desinfección es la operación que se le realiza al agua con la finalidad de eliminar microorganismos patógenos capaces de provocar enfermedades. Este tratamiento es muy debe apegarse a algunas normas, entre ellas la O.M.S.

Existen algunos procedimientos de desinfección, el que vamos a utilizar será el de cloración, dado a que es el más empleado en el medio rural sus diversas ventajas.

- Bajo costo para adquirirlo
- Los de operación son bajos en comparación de otros sistemas.
- Se puede estimar de forma rápida y exacta las concentraciones en el agua.
- Elimina los organismos que producen enfermedades.

Para nuestro diseño de ha escogido el hipoclorito de calcio debido razones económicas y su fácil operación.

Cálculo de la cantidad de cloro.

Según el análisis realizado por el GAD del Cantón El Empalme. Menciona que:
“Para la inocuidad del agua se recomienda la implementación de un sistema desinfección, el mismo que puede ser mediante la adición de cloro en pastillas (hipoclorito de sodio), que contiene 70 % cloro. Se sugiere la utilización de cloro como agente desinfectante por su efecto residual”. (GAD MUNICIPAL EL EMPALME).

1. Caudal de tratamiento

$$Q(trat) = Qmd + 10 \%$$

Donde:

$Q(trat)$ = Caudal de tratamiento (m^3/dia)

Qmd = Caudal máximo diario (l/s)

$$Q(md) = 3.76 \text{ l/s}$$

$$10 \% = 0.375$$

$$Q(trat) = 3.76 + 0.375$$

$$Q(trat) = 4.13 \text{ l/s}$$

$$Q(trat) = 4.13 \frac{l}{s} * \frac{1m^3}{1000 l} * \frac{86400 s}{1 dia}$$

$$Q(trat) = 357.22 \text{ m}^3/dia$$

Convertimos en caudal de tratamiento en KG/DIA.

$$Q(trat) = 357.22 \frac{m^3}{dia} * \frac{1.0 gr}{1m^3} * \frac{1.0 Kg}{1000 gr}$$

$$Q(trat) = 357.22 \frac{m^3}{dia} \times \frac{1.0 gr}{1m^3} \times \frac{1.0 Kg}{1000 gr}$$

$$(trat) = 0.358 \frac{Kg}{dia}$$

Teniendo como dato que el hipoclorito de calcio es el 70 %

$$\text{Peso de cloro} = \frac{0.358 Kg}{0.7 dia}$$

$$\text{Peso de cloro} = 0.511 \frac{Kg}{dia}$$

La norma nos menciona que se debe agregar la cantidad suficiente de cloro para obtener en cualquier punto de la red el cloro residual en la cantidad de 0.1 mg/l a 0.5 mg/l, este control se debe realizar una vez el sistema se encuentre en funcionamiento.

Para realizar la disolución de cloro debemos contar con un tanque hipoclorador de 500 litros, dado a que la cantidad de líquido es muy alta para disolver el cloro debemos tomar consideración de este tanque. También se debe tener en cuenta la recomendación de la norma que la cantidad de cloro debe estar en orden del 0.3 %. El tiempo en que será vaciado el contenido del hipoclorador, será en las horas de bombeo.

➤ EQUIPOS DE BOMBEO.

Es una maquina hidráulica donde se produce un cambio de momentum angular de un impulsor rotativo par la acción de un motor que induce energía mecánica para que se transforme en energía hidráulica (aumento de velocidad y presión de fluido)
(Acuaductos teoría y diseño, 1993, pág. 473)

Este sistema cuenta con dos bombas teniendo cada una su característica de trabajo.

La primera bomba es sumergible, y se encuentra dentro del pozos que impulsará el caudal hacia un tanque de reserva ubicado de modo estratégica para facilitar un funcionamiento eficiente.

La segunda bomba es centrífuga y está ubicada en el tanque de reserva de donde entregarán caudal hacia el tanque elevado para luego ser distribuido.

Los dos sistemas de bombeo cuentan con una línea de impulsión que llegan desde el pozo hasta la planta de tratamiento y al tanque elevado de con un diámetro de 4", esta línea fue reemplazada, por tal motivo verificamos si el diámetro es el acorde a nuestro sistema.

Línea de Impulsión.

Calculamos el diámetro de la línea de impulsión desde el pozo profundo hasta el tanque de reserva.

Datos:

Q_b = caudal de bombeo

Cota de salida del pozo = 68.83

Cota del aireador = 78.04

Diámetro teórico (D_t)

$$D_t \text{ bombeo} = 1.8675 \sqrt{Q_b}$$

Q_b = caudal de bombeo: según (IEOS, 1993)

$$Q_b = 1.05 \times Q_{md} \times \frac{24}{N}$$

Donde:

Q_{md} = caudal máximo diario.

N = número de horas de bombeo en el día (asumo 8 horas)

$$Q_b = 1.05 \times 3.76 \times \frac{24}{8}$$

$$Q_b = 11.844 \text{ l/s}$$

$$D_t \text{ bombeo} = 1.8675 \sqrt{11.84}$$

$$D_t \text{ bombeo} = 6.43 \text{ in}$$

$$Dt \text{ bombeo} = 163.24 \text{ mm} \sim 160 \text{ mm}$$

El diámetro comercial que sería de 6", con el calculado de 160 mm.

Nos apegamos a las normas donde señala la $V_{\max} = 6 \text{ m/s}$ y $V_{\min} = 0.45 \text{ m/s}$ por tal motivo calculamos el diámetro teórico mínimo.

$$Dt \text{ min} = \sqrt{\frac{1,974 * Qb}{V_{\max}}}$$

$$Dt \text{ min} = \sqrt{\frac{1,974 * 11.844}{6}}$$

$$Dt \text{ min} = 1.97 \text{ in} \sim 50.038 \text{ mm}$$

$$Dt \text{ min} = \sqrt{\frac{1,974 * Qb}{V_{\min}}}$$

$$Dt \text{ min} = \sqrt{\frac{1,974 * 11.84}{0.45}}$$

$$Dt \text{ min} = 7.20 \text{ in} = 183.05 \text{ mm} \sim 200 \text{ mm}$$

Ecuación de Hazen-Williams

$$Hf = \left(\frac{Qb}{0.28 * C * D^{2.63}} \right)^{1.85}$$

Donde:

C= coeficiente del PCV C= 150

D= diámetro interno

$$Hf = \left(\frac{0.01184}{0.28 * 150 * 0.19^{2.63}} \right)^{1.85}$$

$$Hf = \left(\frac{0.01184}{0.28 * 150 * 0.19^{2.63}} \right)^{1.85}$$

$$Hf = 0.000874$$

Determinamos la velocidad:

$$V = \frac{4 * Q}{\pi * D^2}$$

$$V = \frac{4 * 0.01184}{\pi * 0.19^2}$$

$$V = 0.42 \text{ m/s}$$

Mediante la siguiente tabla escogemos el diámetro que cumpla con la norma exige.

Tabla 30

Selección de diámetro

Mm	D int (mm)	D int (m)	V(m/s)	HF(m)
50,0	47,2	0,047	6,77	0,77
63,0	59,4	0,059	4,27	0,25
90,0	84,8	0,085	2,10	0,04
110,0	104,4	0,104	1,38	0,02
125,0	117,8	0,118	1,09	0,01
160,0	152,0	0,152	0,65	0,00
200,0	190,0	0,190	0,42	0,00

Elaborado por: Autores

Escogemos el diámetro de 90 mm dado a que entre en los parámetros de la norma.

➤ PRIMER SISTEMA DE BOMBEO (BOMBA SUMERGIBLE).

Debido al diseño que se está realizando la bomba sumergible es aquella que se acopla para la extracción del agua desde pozos subterráneos. La ventaja de este equipo son:

- No necesita ser cebada, por estar sumergida dentro del agua.
- Su mecanismo es enfriado por el ingreso del flujo a la bomba.
- La bomba es muy silenciosa a comparación de la centrifugas.

1. Determinación de la altura dinámica.

Para el desarrollo de este punto se tomada en cuenta las pérdidas de la tubería y las pérdidas producidas por los deferentes accesorios, cabe mencionar, que el accesorio se vaya a mencionar son los mínimos para realizar los cálculos de dicha perdida. Con lo mencionado podemos determinar la capacidad y potencia que se vaya a requerir.

Caudal de captación. (Qcap)

$$Q(Qcap) = Qmd + \%$$

Donde:

$Q(Qcap)$ = Caudal de captación (m³/dia)

Qmd = Caudal máximo diario (l/s)

$$Q(md) = 3.76 \text{ l/s}$$

$$5\% = 0.1879$$

$$Q(trat) = 3.76 + 0.1879$$

$$Q(trat) = 3.95 \text{ l/s}$$

Caudal de alturas dinámicas

$$HDT = H_{est} + \Sigma H_{hf}$$

Donde:

HDT = Altura dinámica total

H est = carga que se considera desde el abastecimiento hasta la llegada de aireadores.

Hhf= pérdida de los accesorios y tubería

$$hf = k * \frac{v^2}{2g}$$

Determinamos las pérdidas producida por la tubería de impulsión. Accesorios mínimos a utilizar. Tabla # 31

Tabla 31

Accesorios mínimos para el cálculo de pérdidas

ACCESORIOS	CANT U	Ø INT (MM)	LONG EQUIVALENTE	LONG TOTAL (M)
Válvula Check bronce	1	150	12,5	12,5
Válvula de compuerta br.	1	150	1,1	1,1
Codo 90°HG	4	150	4,9	19,6
Codo 45°HG	1	150	2,3	2,3
Tee	1	150	3,4	3,4
Universal	2	150	4,9	9,8
Adaptador HG	1	150	4,9	4,9
			TOTAL	53,6

Elaborado por: Autores

Del recuadro anterior determinamos las pérdidas optando por el criterio de longitud equivalente, considerante también un C= 110 debido a que los accesorios son de hierro galvanizado

$$hf = L * \left(\frac{Q}{0.28 * C * D^{2.63}} \right)^{1.85}$$

$$hf = 53.6 * \left(\frac{0.00395}{0.28 * 110 * 0.150^{2.63}} \right)^{1.85}$$

$$hf = 0.0345 \text{ m}$$

Perdidas de carga en la tubería de impulsión

Debe ir desde la caseta de bombeo del pozo hasta un sistema que debe ser definido según la ubicación de la planta de tratamiento.

Datos:

Long = 153.32 m (dato obtenido del AutoCAD, posición de la planta de tratamiento)

PVC = C = 140

$$hf = L * \left(\frac{Q}{0.28 * C * D^{2.63}} \right)^{1.85}$$

$$hf = 53.6 * \left(\frac{0.00395}{0.28 * 140 * 0.150^{2.63}} \right)^{1.85}$$

$$hf = 0.063 \text{ m}$$

Perdidas de carga en la carga en la tubería de HG.

Esta tubería debe ir desde la salida de la bomba sumergida a establecer, hasta la caseta de bombeo en posición vertical.

Datos:

Long: 60 m (dato entregado por el personal de la junta de agua del recinto).

Coef = 110 C (Hierro galvanizado)

$$hf = 60 * \left(\frac{0.00395}{0.28 * 110 * 0.150^{2.63}} \right)^{1.85}$$

Calculamos la carga dinámica (HDT)

$$HDT = H_{est} + \Sigma h_f$$

$$HDT = 60.79 + (0.034 + 0.063 + 0.038)$$

$$HDT = 60.92 \text{ m} \sim 70 \text{ m}$$

Para definir la bomba adecuada para el sistema de abastecimiento de agua potable se utiliza los datos de caudal requerido (8 l/s o 126.80 gal / min) y altura dinámica total calculada (70 m). Con la ayuda de un distribuidor se obtiene la curva característica de bomba que mejor se adapte al trabajo que se requiere. Se adjuntan el catálogo en el ANEXO # 4

➤ SEGUNDO SISTEMA DE BOMBEO (BOMBA CENTRIFUGA).

Este sistema consiste en elevar el líquido vital ya desinfectado desde el tanque enterrado hasta el tanque elevado de distribución, este último es de 20 m de altura y ya se encuentra construido.

Estimación de la tubería de succión.

Lo calculamos con el caudal de bombeo $Q_b = 11.844 \text{ l/s}$.

$$D = \sqrt{\frac{4 * 0.01184}{\pi * 1.5}}$$

$$D = \sqrt{\frac{4 * 0.01184}{\pi * 1.5}}$$

$$D = 0.1003 \text{ m} \sim 100.2 \text{ mm}$$

El diámetro comercial adoptado es de $D = 4'' \text{ hg}$.

Estimación de la velocidad.

Datos:

D = 102 mm (diámetro nominal interno)

$$V = \frac{4 * Q}{\pi * D^2}$$

$$V = \frac{4 * 0.011844}{\pi * 0.102^2}$$

$$V = 1.45 \text{ m/s}$$

Pérdidas de carga de la tubería de succión.

Datos:

C = 110 hierro galvanizado

Long = 12.8 m

$$h_f = L * \left(\frac{Q}{0.28 * C * D^{2.63}} \right)^{1.85}$$

$$h_f = 12.8 * \left(\frac{0.011844}{0.28 * 110 * 0.102^{2.63}} \right)^{1.85}$$

$$h_f = L * \left(\frac{Q}{0.28 * C * D^{2.63}} \right)^{1.85}$$

$$h_f = 0.410 \text{ m}$$

Pérdidas de accesorios en la línea de succión.

Lista de accesorios que debe llevar el sistema de succión.

Tabla 32*Lista de accesorios en línea de succión*

ACCESORIOS	CANT U	Ø INT (mm)	LONG EQUIVALENTE	LONG TOTAL (m)
Válvula de pie	1	0,0591	23	23
Codo 90°HG	1	0,0591	2,9	2,9
			TOTAL	25,9

Elaborado por: Autores

Datos:

C = 110 hierro galvanizado

$$hf = L * \left(\frac{Q}{0.28 * C * D^{2.63}} \right)^{1.85}$$

$$hf = 25.9 * \left(\frac{0.011844}{0.28 * 110 * 0.102^{2.63}} \right)^{1.85}$$

$$hf = 0.4102 \text{ m}$$

Pérdidas de carga de la tubería hacia el tanque.

Datos:

Diámetro de la tubería: asumo de = 3"

Longitud aproximada de tubería =

Hierro galvanizado © = 110

$$hf = 30 * \left(\frac{0.011844}{0.28 * 110 * 0.0779^{2.63}} \right)^{1.85}$$

$$hf = 3.568 \text{ m}$$

Pérdidas de carga de la tubería en el tanque.

Accesorios mínimos del sistema.

Tabla 33

Accesorios mínimos

ACCESORIOS	CANT U	Ø INT (MM)	LONG EQUIVALENTE	LONG TOTAL (M)
Válvula Check	2	78	6,3	6,3
Válvula de compuerta	1	78	0,5	0,5
Codo 90°HG	2	78	2,5	5
Codo 45°HG	2	78	1,2	2,4
			TOTAL	14,2

Elaborado por: Autores

Datos:

Hierro galvanizado © = 110

$$hf = 14.2 * \left(\frac{0.011844}{0.28 * 110 * 0.102^{2.63}} \right)^{1.85}$$

$$hf = 0.455 \text{ m}$$

Definición de la altura estática y HDT.

Altura estática Hs

Datos obtenidos del levantamiento topográficos.

Altura a nivel de la salida de conducción = 78.04 m

Altura de tanque de almacenamiento = 24.80 m

Altura al final del tanque = 102.84 m

$$H_{est} = 102.84 - 78.04 \text{ m}$$

$$H_{est} = 24.80 \text{ m}$$

$$HDT = H_{est} + \Sigma hf$$

$$HDT = 24.80 + (0.410 + 0.830 + 3.568 + 0.455)$$

$$HDT = 30.063 \text{ m}$$

Para este caso la bomba será una centrífuga y se consulta a un proveedor la bomba acorde a los datos del caudal y la altura dinámica. La curva característica con las descripciones la podemos encontrar en el ANEXO # 5

Punto de operación del sistema de bombeo (B. centrífuga.)

Se considera el punto de operación de la bomba centrífuga debido a que va a trabajar conjuntamente con el tanque de distribución para regular los diferentes consumos del día.

El punto de operación lo calculamos mediante la intersección de la curva característica de la bomba y la curva del sistema (H-Q).

Curva del sistema.

El cálculo se lo realiza mediante la fórmula de Hazen-Williams, teniendo en consideración que la tubería va desde el tanque sumergido al tanque elevado y se mediante una tubería de PVC.

$$hf = L \left(\frac{Q}{0.28 * C * D^{2.63}} \right)^{1.85}$$

$$I = \left(\frac{Q}{0.28 C * D^{2.63}} \right)^{1.85}$$

$$hf = j * L$$

Ecuación:

$$HDT = H_{est.} + hf_{pvc} + hf_{accesorios}$$

$$HDT = H_{est} + \Sigma hf.$$

Tabla 34*Curva del sistema*

Caudal (l/s)	CAUDAL m ³ /s	LONG. (m)	hf (pvc)	Hf accessories	Hs (30)	HDT = Hs+Σhf
0,00	0,0000	40	0,000000	0,000000	30	30,000
0,50	0,0005	40	0,002351	0,002862	30	30,005
1,00	0,0010	40	0,008475	0,010318	30	30,019
1,50	0,0015	40	0,017943	0,021846	30	30,040
2,00	0,0020	40	0,030552	0,037197	30	30,068
2,50	0,0025	40	0,046166	0,056208	30	30,102
3,00	0,0030	40	0,064686	0,078755	30	30,143
3,50	0,0035	40	0,086032	0,104745	30	30,191
4,00	0,0040	40	0,110141	0,134096	30	30,244
4,50	0,0045	40	0,136956	0,166743	30	30,304
5,50	0,0055	40	0,198522	0,241700	30	30,440
6,00	0,0060	40	0,233194	0,283913	30	30,517
6,50	0,0065	40	0,270412	0,329227	30	30,600
7,00	0,0070	40	0,310147	0,377604	30	30,688
7,50	0,0075	40	0,352371	0,429012	30	30,781
8,00	0,0080	40	0,397057	0,483417	30	30,880
8,50	0,0085	40	0,444183	0,540792	30	30,985
9,00	0,0090	40	0,493725	0,601110	30	31,095
9,50	0,0095	40	0,545664	0,664346	30	31,210
10,00	0,0100	40	0,599980	0,730475	30	31,330
10,50	0,0105	40	0,656654	0,799477	30	31,456

Elaborado por: Autores

Curva de la bomba.

Se toma en consideración el catálogo presentado por la bomba seleccionada.

Tabla 35*Curva característica de la bomba*

Q (gol.min)	Q(l/s)	Q(m ³ /s)	H(m)
0	0	0,0000	52,00
10	0,63	0,0006	52,60
20	1,26	0,0013	52,80
30	1,89	0,0019	53,00
40	2,52	0,0025	52,80
50	3,15	0,0032	52,40
60	3,78	0,0038	52,00
70	4,41	0,0044	51,50
80	5,04	0,0050	50,50

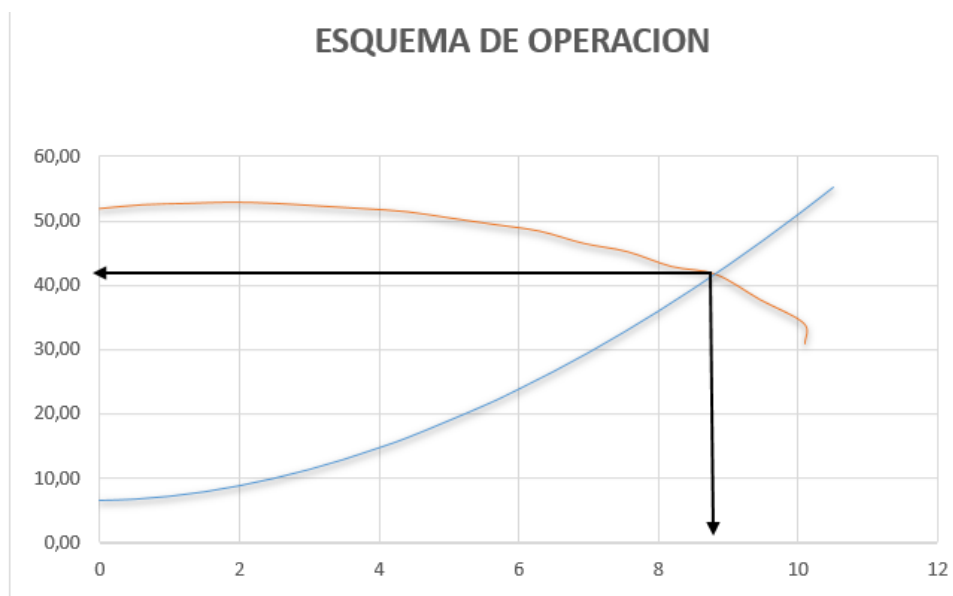
90	5,67	0,0057	49,50
100	6,3	0,0063	48,50
110	6,93	0,0069	46,60
120	7,56	0,0076	45,30
430	8,19	0,0082	43,00
140	8,82	0,0088	41,80
150	9,45	0,0095	37,90
160	10,08	0,0101	34,20
160,3	10,0989	0,0101	31,00

Elaborado por: Autores

La gráfica a continuación nos refleja el punto de operación del sistema con la intersección de las dos curvas. Donde el Caudal (Q) = 8.7 l/s y H = 41 (m)

Figura 17

Esquema del punto de operación



Elaborado por: Autores.

➤ DISEÑO DE TANQUE DE RESERVA

Los tanques tienen algunas funciones y dependerá del uso que vayan a desempeñar. Los tanques de almacenamiento o reguladores son los encargados en cuidar la variación de consumo de agua, almacenando caudal para el uso en los momentos de suministros de agua de mayor consumo supliendo así su deficiencia.

Los tanques nos sirven también almacenar cantidades de agua consideradas para cubrir eventualidades como incendios o interrupciones por daños de algún sistema.

Volumen de regulación. (Vr)

Este volumen se calcula mediante un base estadístico de consumo, debido a que no disponemos nos apegamos a la (IEOS, 1993, pág. 62) donde menciona lo siguiente:

- a) Cuando se trata de poblaciones cuya cantidad son menores a 5000 habitantes, se considerará para el volumen de regularización un porcentaje del 30 % del volumen consumido diariamente, estimando la demanda media diaria al término del periodo de diseño.

Datos:

Dot futura = 140 l/hab/día

Pob. Futura = 1687 hab

% por norma. = 0.3

$$Vr = 0.30 * Dot\ futura * Pob.\ futura.$$

$$Vr = 0.30 \times 140\ l / hab / dia \times 1687\ hab \times 0.001\ m^3 / l$$

$$Vr = 70.85\ m^3$$

Volumen de Incendios. (Vi)

Podemos considerar este volumen debido a que en la localidad tenemos casa de madera, caña o de tipo mixta y es importante tomar este volumen como seguridad. Según el libro (Burbano, 1993, pág. 78), nos indica que: el volumen de reserva para incendios en poblaciones menores a 10000 habitantes, se acoge un caudal de 5 l/s durante un tiempo de protección de 2 horas.

$$Vi = 5 \frac{l}{s} \times 2 \text{ horas} \times 0.001 m^3/l \times 3600 \text{ s/hora}$$

$$Vi = 36 m^3$$

Basándonos en la norma nos indica que no podemos tomar en cuenta el volumen de emergencia debido a que no entra en las cantidades estipuladas en la norma. Hemos realizado la siguiente tabla donde indica el volumen de acuerdo al crecimiento de la población.

Tabla 36

Variación de volumen

POBLACION DOTACIÓN Regulación V incendio V. Total					
AÑO	HAB	l/hab/día	m3	m3	m3
0	1291	155	60,03	36	96,03
1	1305	156	61,07	36	97,07
2	1319	157	62,12	36	98,12
3	1333	158	63,18	36	99,18
4	1347	159	64,25	36	100,25
5	1362	160	65,038	36	101,38
6	1377	161	66,51	36	102,51
7	1391	162	67,6	36	103,60
8	1406	163	68,75	36	104,75
9	1420	164	69,91	36	105,91
10	1437	165	71,13	36	107,13
11	1452	166	72,31	36	108,31
12	1468	167	73,55	36	109,55
13	1484	168	74,79	36	110,79

14	1500	169	76,05	36	112,05
15	1516	170	77,32	36	113,32
16	1532	171	78,59	36	114,59
17	1548	172	79,88	36	115,88
18	1565	173	81,22	36	117,22
19	1582	174	82,58	36	118,58
20	1599	175	83,95	36	119,95
21	1616	176	85,32	36	121,32
22	1634	177	86,77	36	122,77
23	1651	178	88,16	36	124,16
24	1669	179	89,63	36	125,63
25	1687	180	91,1	36	127,1

Elaborado por: Autores

En este diseño se debe construir un taque enterrado de 180 m3. Es importa te mencionar que se encuentra construido un tanque elevado de 92 m3 el cual se une al sistema de abastecimiento de agua potable, quien conseguirá la presión mínima en los puntos más desfavorable.

➤ **RED DE DISTRIBUCION.**

La red de distribución es el último elemento del sistema de agua potable que tiene como finalidad de entregar el suministro suficiente para cumplir con el consumo máximo horario en el periodo de diseño considerado para este proyecto.

Este sistema consiste en un conjunto de conductos conectados entre sí por accesorios que transporta el agua bajo presiones que se encuentra limitado por la norma vigente.

A continuación, en la tabla # 36 se muestra la variación horaria estimada por la población en un día. Hemos considerado este consumo para la localidad ya que no se cuenta con datos estadísticos propios de recinto. Dichos datos son de un análisis de consumos de otras localidades y representados para nuestro proyecto.

Tabla 37*Variación de caudales*

HORAS (h)	K (Coeficiente)	DEMANDA HORARIA (l/s)
0-1	0,11	0.34
0-1	0,01	0.03
1-2	0,01	0.03
2-3	0,11	0.34
3-4	0,11	0.34
4-5	0,31	0.96
5-6	0,53	1.64
7-8	0,67	2.08
8-9	0,71	2.20
9-10	0,94	2.91
10-11	1,14	3.53
11-12	2,30	7.13
12-13	1,35	4.19
13-14	0,98	3.04
14-15	0,87	2.70
15-16	0,92	2.85
16-17	1,26	3.91
17-18	1,48	4.59
18-19	0,80	2.48
19-20	0,51	1.58
20-21	0,32	0.99
21-22	0,11	0.34
22-23	0,01	0.03
23-00	0,11	0.34
22-24	0,00	0.00

Elaborado por: Autores

Con los datos mostrados podemos graficar la curva de variación horaria de un día de consumo típico, permitiéndonos así construir la curva de consumos acumulados, de los caudales que ingresan y salen tanto del tanque sumergido como del tanque de elevado. Se puede definir también el tiempo de trabajo de bombeo que realizara en un

día, y así estimar un periodo acorde a los requerimientos de la localidad, entregando un servicio de agua potable constante en la localidad.

En la tabla 38 se realizó el cálculo para verificar si es apto de almacenar el volumen para prever demandas futuras.

Tabla 38

Volúmenes de consumo

Horas (h)	Horas (h)	K	Demanda Horaria (l/s)	Consumo Horario(m ³)	Consumo Horario acumulado(m ³)	Caudal de ingreso del tanque de bombeo	Consumo Acumulado de ingreso m ³	Variación Acum. Volumen Bombeo 3
0	0-1	0,11	0,34	1,23	1,23	0	0	0,00
1	0-1	0,01	0,03	0,11	1,34	0	0,000	0,00
2	1-2	0,01	0,03	0,11	1,45	0	0,000	-1,45
3	2-3	0,11	0,34	1,23	2,68	0	0,000	-2,68
4	3-4	0,11	0,34	1,23	3,91	0	0,000	-3,91
5	4-5	0,31	0,96	3,46	7,37	0	0,000	-7,37
6	5-6	0,53	1,64	5,91	13,28	8,2	29,340	16,06
7	6-7	0,67	2,08	7,48	20,76	8,2	58,680	37,92
8	7-8	0,71	2,2	7,92	28,68	8,2	88,020	59,34
9	8-9	0,94	2,91	10,49	39,17	0	88,020	48,85
10	9-10	1,14	3,53	12,72	51,89	0	88,020	36,13
11	10-11	2,3	7,13	25,67	77,56	0	88,020	10,46
12	11-12	1,35	4,19	15,07	92,63	0	88,020	-4,61
13	13-14	0,98	3,04	10,94	103,56	0	88,020	-15,54
14	14-15	0,87	2,70	9,71	113,27	0	88,020	-25,25
15	15-16	0,92	2,85	10,27	123,54	0	88,020	-32,52
16	16-17	1,26	3,91	14,06	137,60	0	88,020	-49,58
17	17-18	1,48	4,59	16,52	154,12	8,2	117,360	-36,76
18	18-19	0,8	2,48	8,93	163,05	8,2	146,700	-16,35
19	19-20	0,51	1,58	5,69	168,74	8,2	176,040	7,30
20	20-21	0,32	0,99	3,67	172,31	0	176,040	3,73
21	21-22	0,11	0,34	1,23	174,54	0	176,040	2,50
22	22-23	0,01	0,03	0,11	173,65	0	176,040	2,39
23	23-00	0,11	0,34	1,23	174,88	0	176,040	1,16
24	22-24	0,00	0,00	0	174,88	0	176,040	1,16

Elaborado por: Autores

Analizando los resultados de la tabla anterior, se explica de la siguiente manera los resultados obtenidos: la sumatoria del volumen acumulado es (174.88 m³) necesario para un día de consumo. El volumen acumulado que ingresa en el tanque en las horas destinadas es de (176.04 m³). Luego se realiza un análisis entre la diferencia de los

volúmenes de ingreso y salida, escogiendo en valor mayor entre los positivos (59.34 m^3) que es el volumen excedente.

Ahora se escoge el mayor valor entre los negativos (-49.58 m^3) siendo este el volumen de deficiencia. La suma de estas cantidades en valores absolutos (59.34 m^3 y -49.58 m^3), nos da un valor de (108.92 m^3), siendo este último el volumen requerido en el tanque elevado de almacenamiento.

Como se ha mencionado en el acápite 2 (tanque de reserva), el volumen útil del tanque existente es de (90 m^3). Por lo cual se necesita aumentar la capacidad del tanque elevando su altura 1 (m). Con esto se satisface el volumen requerido de demanda.

Tabla 39

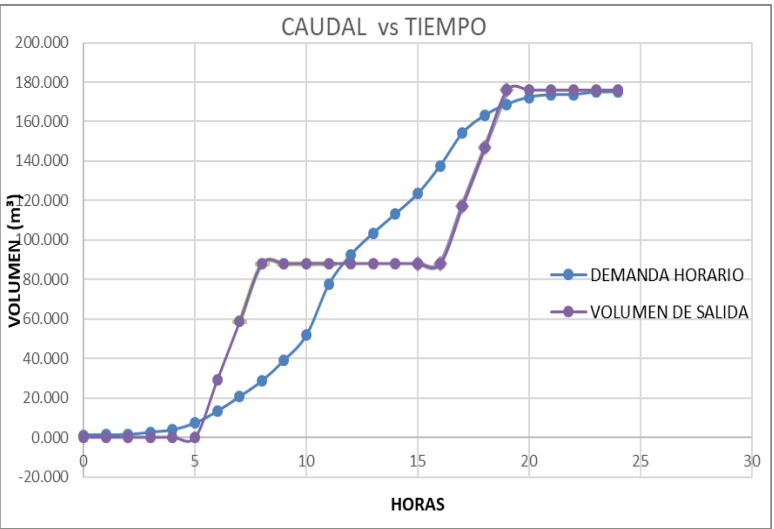
Resumen de Volumen

RESUMEN		
Volumen Acumulado	$174,88 \text{ m}^3$	Volumen que necesita en un día
Volumen Acumulado	$176,04 \text{ m}^3$	De ingreso al tanque
Diferencia de volúmenes entre		
lo que ingresa y el consumo	$59,34 \text{ m}^3$	Volumen excedente
Valor menor entre negativos	$-49,58 \text{ m}^3$	Volumen de deficiencia
Valores Sumados	$108,92 \text{ m}^3$	Volumen requerido por el tanque
Valores Existentes	92 m^3	Tanque construido para abastecer

Elaborado por: Autores

Figura 18

Volúmenes Acumulados



Elaborado por: Autores

El siguiente análisis es sintetizado en una hoja de cálculo y representado en la figura # 18, donde se considera el caudal entregado por la bomba y la demanda de consumo durante el día. Asumiendo así un horario de bombeo no mayores a 24 horas, se determina el funcionamiento del equipo una vez realizado y construido la curva de consumo acumulado, obteniendo de esta forma que el tanque de reserva (elevado) tenga aun continuo ascenso y descenso del nivel del agua y así garantizando un normal abastecimiento.

Con el criterio anterior descrito se realiza el diseño y funcionamiento del tanque enterrado (almacenamiento) que se encuentra ubicado cerca al tanque elevado de distribución. Tomando las siguientes consideraciones:

- El Volumen acumulado de salida del tanque es de $176.04 \text{ (m}^3\text{)}$ necesarios para el consumo diario.
- El Volumen de ingreso al tanque acumulado es de $176.04 \text{ (m}^3\text{)}$, valor entregado por la bomba sumergida.
- Valor mayor entre los positivos (88.02 m^3), volumen excedente.
- El mayor valor entre los negativos (-88.02 m^3), volumen de deficiencia.
- La suma de cantidades en valores absolutos (88.02 m^3 y -88.02 m^3)
- Volumen requerido de (176.06 m^3), para el tanque elevado de almacenamiento.
- Volumen de diseño del tanque enterrado $180 \text{ (m}^3\text{)}$, por lo tanto, abastece a las demandas requeridas por el usuario.

Tabla 40*Balance del tanque enterrado*

Horas (h)	Horas (h)	Caudales (l/s)	Caudal de salida del tanque m3	Consumo horario acumulado (m3)	Caudal de ingreso del tanque bombeo (l/s)	Consumo acumulado de ingreso m3	Variación acum. Volumen de bombeo
0	0-1	0	0,00	0,00	0	0,000	0,00
1	0-1	0	0,00	0,00	0	0,000	0,00
2	1-2	0	0,00	0,00	0	0,000	0,00
3	2-3	0	0,00	0,00	0	0,000	0,00
4	3-4	0	0,00	0,00	0	0,000	0,00
5	4-5	0	0,00	0,00	0	0,000	0,00
6	5-6	8,2	29,34	29,34	0	0,000	-29,34
7	6-7	8,2	29,34	58,68	0	0,000	-58,68
	7-8						
	8-9						
8	9-10	8,2	29,34	88,02	0	0,000	-88,02
9	10-11	0	0,00	88,02	0	0,000	-88,02
10	11-12	0	0,00	88,02	8,2	29,340	-58,68
11	13-14	0	0,00	88,02	8,2	56,680	-29,34
12	14-15	0	0,00	88,02	8,2	88,020	0,00
13	15-16	0	0,00	88,02	8,2	117,360	29,34
14		0	0,00	88,02	8,2	146,040	56,68
15		0	0,00	88,02	8,2	176,040	88,02
		0	0,00	88,02	8,2		

Horas (h)	Horas (h)	Caudales (l/s)	Caudal de salida del tanque m3	Consumo horario acumulado (m3)	Caudal de ingreso del tanque bombeo (l/s)	Consumo acumulado de ingreso m3	Variación acum. Volumen de bombeo
16	16-17	0	0,00	88,02	0	176,040	88,02
17	17-18	8,2	29,34	117,36	0	176,040	58,68
18	18-19	8,2	29,34	146,7	0	176,040	29,34
19	19-20	8,2	29,34	176,04	0	176,040	0,00
20	20-21	0	0,00	176,04	0	176,040	0,00
21	21-22	0	0,00	176,04	0	176,040	0,00
22	22-23	0	0,00	176,04	0	176,040	0,00
23	23-00	0	0,00	176,04	0	176,040	0,00
24	22-24	0	0,00	176,04	0	176,040	0,00

Elaborado por: Autores

En base a la tabla # 40 se realiza en siguiente cuadro de resumen.

Tabla 41

Resumen de volumen enterrado

RESUMEN		
Volumen Acumulado	176,04 m ³	De salida del tanque
Volumen Acumulado	176,04 m ³	Ingresa al tanque
Diferencia de volúmenes entre lo que ingresa y el consumo	88,02 m ³	Volumen excedente
Valor menor entre negativos	-88,02 m ³	Volumen de deficiencia
Valores Sumados	176,04 m ³	Volumen requerido por el tanque
Valores diseñado	180 m ³	Tanque de diseño para la demanda
Elaborado por: Autores		

En cuanto al trazado de la red de distribución planteada se consideró: su topografía, fuentes de abastecimiento, tanques de reserva. Determinado así la red tipo malla, la más eficiente debido a que se logra conectar las tuberías creando un circuito cerrado entregando de esta manera un servicio permanente.

Las tuberías se encuentran conformadas por diferentes diámetros, siendo las principales con diámetros más grandes las que transportan el agua a las arterias principales. La determinación de los caudales de demanda en cada nodo se lo hizo de acuerdo a las áreas de aportación trazadas en el AutoCAD, considerando la sumatoria de dichos caudales deben reflejar o resultar ser igual al caudal máximo horario.

El diseño de la red de distribución y la estimación de las demandas de los nodos están detallados en el Excel. ANEXO # 6

El trazado de la red de distribución se lo puede visualizar en esta figura.

Figura 19

Trazado de la red de distribución



Elaborado por: Autores

➤ **ESQUEMAS DE NIVELES EN LOS TANQUES DEL SISTEMA**

- Descripción de los niveles en el tanque de almacenamiento.

Tabla 42

Niveles de funcionamiento del tanque de almacenamiento

<hr/>	
Elevación	(m.s.n.m)
Elevación (Base)	77,05
Elevación (Min)	77,25
Elevación (Inicial)	78,05
Elevación (Max)	79,05

Elaborado por: Autores

El nivel inicial o de arranque en el tanque de almacenamiento corresponde a un porcentaje de llenado aproximado del 45%. El sistema está diseñado para que este nivel al finalizar el día termine con el mismo porcentaje con el que inicio.

- Descripción de los niveles en el tanque de distribución.

Tabla 43

Niveles de funcionamiento del tanque de distribución

Elevación	(m.s.n.m)
Elevación (Base)	99,00
Elevación (Min)	99,10
Elevación (Inicial)	101,80
Elevación (Max)	103,80

Elaborado por: Autores

Se conserva el mismo criterio que en el tanque de almacenamiento, es decir, que al finalizar el día el porcentaje de llenado será el mismo que en porcentaje de llenado al inicio. En este caso el porcentaje de llenado corresponde al 57% aproximadamente.

➤ **CONEXIONES DOMICILIARIAS.**

Es importante mencionar que para este diseño no interviene el análisis de acometidas a los predios. Sin embargo, la conexión debe ser realizada mediante un collarín de PVC el cual debe estar conectado o enlazado a la red de distribución que llegara a un medidor domiciliario.

3.1.7. Cálculo de la red mediante software

En lo que respecta al cálculo de la red de distribución se lo realiza mediante un algoritmo de análisis hidráulico que aplican Bentley WaterCAD/GEMS. Este software

nos ayuda a la simulación y análisis de la red de distribución de agua potable proporcionando resultados de velocidades y presiones.

El análisis se lo realizará para un comportamiento de 25 años. Una vez calculado las demandas de los nodos y realizado el método de Hardy Croos, procedemos a realizar la modelación. Representamos los resultados en las siguientes tablas.

En la tabla # 44 Observamos las presiones en cada nodo para un periodo de 25 años.

Tabla 44

Resultados de presiones

Label	Elevación (m) (m)	Demanda (L/s)	Hydraulic Grade (m)	Presión Estática (m H ₂ O)	Presión Dinámica (m H ₂ O)
J-0	79,00	0,00	101,80	23	22,80
J-1	77,05	0,01	101,80	25	24,75
J-2	68,92	0,02	101,78	33	32,86
J-3	69,04	0,03	101,77	33	32,73
J-4	67,89	0,02	101,77	34	33,88
J-5	69,04	0,02	101,79	33	32,75
J-6	68,77	0,03	101,79	33	33,02
J-7	69,62	0,02	101,77	32	32,15
J-8	67,00	0,02	101,77	35	34,77
J-9	67,17	0,02	101,79	35	34,62
J-10	69,29	0,02	101,78	32	32,49
J-11	68,02	0,02	101,77	34	33,75
J-12	67,00	0,02	101,77	35	34,77
J-13	67,60	0,01	101,79	34	34,19
J-14	68,33	0,03	101,78	33	33,44
J-15	67,51	0,03	101,78	34	34,27
J-16	67,19	0,02	101,78	35	34,58

J-17	72,00	0,02	101,78	30	29,78
J-18	70,86	0,02	101,77	31	30,91
J-19	74,92	0,08	101,77	32	32,65
J-20	73,03	0,01	101,77	29	28,74
J-21	74,92	0,08	101,77	32	32,65
J-22	73,03	0,01	101,77	29	28,74
J-23	70,51	0,02	101,77	31	31,26
J-24	70,00	0,02	101,77	32	31,77
J-25	70,70	0,01	101,73	31	31 03

Label	Elevación (m)	Demanda (L/s)	Hydraulic Grade (m)	Presión Estática (m H2O)	Presión Dinámica (m H2O)
J-26	76,20	0,01	101,73	25	25,53
J-27	76,70	0,00	101,73	25	25,03
J-28	76,60	0,01	101,73	25	25,13
J-29	76,70	0,01	101,74	25	25,04
J-30	72,00	0,01	101,74	30	29,74
J-31	72,90	0,01	101,78	29	28,88
J-32	70,20	0,01	101,80	32	31,60
J-33	76,47	0,01	101,80	25	25,33
J-34	75,72	0,01	101,79	26	26,07
J-35	73,79	0,01	101,79	28	28,01
J-36	68,69	0,01	101,79	33	33,11
J-37	67,36	0,02	101,79	34	34,43
J-38	68,03	0,02	101,78	34	33,76
J-39	66,66	0,01	101,78	35	35,12
J-40	68,27	0,01	101,78	33	33,50
J-41	70,50	0,01	101,78	31	31,28
J-42	73,00	0,00	101,80	29	28,80

J-43	71,38	0,01	101,79	30	30,42
J-44	72,73	0,01	101,79	29	29,06
J-45	75,66	0,01	101,79	26	26,13
J-46	73,05	0,01	101,79	29	28,75
J-47	68,89	0,02	101,79	33	32,90
J-48	68,50	0,01	101,79	33	33,29
J-49	66,00	0,02	101,79	36	35,79
J-50	66,19	0,01	101,78	36	35,60
J-51	69,15	0,01	101,78	33	32,63

Elaborado por: Autores, mediante la aplicación de WaterGEMS

De los resultados obtenidos, las presiones estáticas y dinámicas se encuentran dentro de la norma establecida considerando el consumo máximo en cada nodo.

Tabla 45

Velocidad de las tuberías

Label	Length (Scaled) (m)	Diameter (mm)	Material	Hazen- Williams C	Flow (L/s)	Velocity (m/s)	Length (User Defined) (m)
P-1	24,70	160	PVC	150	4,70	0,23	24,94
P-2	108,38	32	PVC	150	0,39	0,49	106,25
P-3	91,89	20	PVC	150	-0,09	0,30	90,27
P-4	104,12	63	PVC	150	-1,04	0,33	98,89
P-5	90,58	90	PVC	150	-2,81	0,44	89,82
P-6	87,93	50	PVC	150	0,20	0,10	88,23
P-7	106,33	90	PVC	150	-1,54	0,24	105,71
P-8	88,48	50	PVC	150	-1,36	0,69	88,02
P-9	71,34	20	PVC	150	0,05	0,15	72,78
P-10	103,77	25	PVC	150	0,16	0,33	105,20
P-11	73,78	40	PVC	150	-0,63	0,50	74,75
P-12	66,09	32	PVC	150	0,27	0,34	65,81
P-13	103,70	40	PVC	150	0,40	0,32	102,29
P-14	64,60	90	PVC	150	-0,58	0,09	64,92
P-15	46,36	50	PVC	150	0,08	0,04	46,40
P-16	105,74	25	PVC	150	0,07	0,14	107,41

P-17	48,56	40	PVC	150	-0,24	0,19	49,03
P-18	75,64	20	PVC	150	-0,07	0,21	73,14
P-19	53,46	20	PVC	150	-0,13	0,40	53,46
P-20	79,63	32	PVC	150	0,43	0,53	79,37
P-21	63,57	90	PVC	150	-1,89	0,30	65,05
P-22	83,79	110	PVC	150	1,03	0,11	84,06
P-23	13,29	40	PVC	150	0,76	0,60	14,93
P-24	88,41	90	PVC	150	0,66	0,10	88,71
P-25	103,29	110	PVC	150	-1,50	0,16	102,08
P-26	75,23	90	PVC	150	2,08	0,33	74,08
P-27	106,47	110	PVC	150	0,57	0,06	105,29
P-28	66,56	90	PVC	150	0,63	0,10	67,55
P-29	106,20	40	PVC	150	0,37	0,30	108,52
P-30	44,22	63	PVC	150	0,37	0,12	45,57
P-31	81,70	40	PVC	150	0,28	0,22	82,58
P-32	31,37	32	PVC	150	-0,04	0,05	33,24
P-33	36,49	110	PVC	150	0,24	0,03	36,78
P-34	87,98	90	PVC	150	0,16	0,03	88,17
P-35	73,68	25	PVC	150	0,08	0,17	73,19
P-36	73,36	90	PVC	150	-0,81	0,13	74,60
P-37	66,78	90	PVC	150	0,74	0,12	68,13
P-38	38,48	25	PVC	150	0,14	0,29	40,05
P-39	34,38	20	PVC	150	-0,09	0,29	34,19

Label	Length (Scaled) (m)	Diameter (mm)	Material	Hazen- Williams C	Flow (L/s)	Velocity (m/s)	Length (User Defined) (M)
P-40	51,91	40	PVC	150	0,51	0,40	49,41
P-41	87,95	110	PVC	150	0,22	0,02	88,79
P-42	106,35	20	PVC	150	-0,01	0,04	105,62
P-43	93,74	40	PVC	150	-0,15	0,12	93,14
P-44	37,95	40	PVC	150	0,10	0,08	38,85
P-45	107,63	20	PVC	150	0,01	0,02	107,35
P-46	31,55	25	PVC	150	-0,06	0,12	31,72
P-47	45,20	50	PVC	150	0,03	0,02	44,38
P-48	106,40	25	PVC	150	0,01	0,03	107,32
P-49	36,66	25	PVC	150	-0,02	0,03	38,32
P-50	100,23	160	PVC	150	0,74	0,04	102,07
P-51	65,32	20	PVC	150	0,03	0,10	65,47
P-52	100,85	20	PVC	150	-0,03	0,09	101,24
P-53	73,39	32	PVC	150	0,08	0,10	73,57
P-54	102,68	20	PVC	150	-0,09	0,30	101,08

P-55	92,49	40	PVC	150	-0,08	0,06	92,25
P-56	99,85	25	PVC	150	-0,05	0,11	101,47
P-57	90,41	110	PVC	150	-0,24	0,02	90,38
P-58	104,38	110	PVC	150	-0,46	0,05	103,23
P-59	237,32	110	PVC	150	-1,21	0,13	246,65
P-60	91,80	63	PVC	150	0,49	0,16	113,70
P-61	180,91	20	PVC	150	0,01	0,04	180,13
P-62	118,43	40	PVC	150	-0,17	0,13	119,31
P-63	79,40	90	PVC	150	0,50	0,08	78,06
P-64	63,50	50	PVC	150	0,34	0,17	63,41
P-65	79,92	90	PVC	150	0,18	0,03	79,13
P-66	70,51	25	PVC	150	0,05	0,10	71,19
P-67	80,54	40	PVC	150	-0,06	0,05	81,32
P-68	94,88	25	PVC	150	-0,03	0,06	94,65
P-69	60,39	25	PVC	150	0,25	0,52	61,69
P-70	142,96	25	PVC	150	0,15	0,30	161,07
P-71	47,43	25	PVC	150	0,05	0,10	86,28
P-72	107,05	50	PVC	150	-0,13	0,06	106,14
P-73	44,35	32	PVC	150	0,08	0,10	44,32
P-74	68,11	63	PVC	150	0,00	0,00	67,64
P-75	61,40	25	PVC	150	-0,05	0,10	59,74
P-76	53,55	40	PVC	150	0,03	0,02	53,85
P-77	28,23	40	PVC	150	-0,01	0,01	29,45
P-78	44,43	32	PVC	150	-0,01	0,02	45,40
P-79	30,02	110	PVC	150	6,65	0,70	5,50

Elaborado por: Autores mediante la aplicación WaterGEMS

De los resultados de la tabla # 41 se obtienen velocidades que están por debajo de los estipulado en la norma. Por lo tanto, es recomendable introducir válvulas de purga con la finalidad que no se acumulen sedimentos.

Se realiza también un análisis de periodo extendido EPS, el cual considera la variación del uso del agua que se da en la red durante en día (24 horas). Esta simulación es dinámica y considera la ecuación de Darcy Weisbach, la ventaja esta opción es que se puede considerar datos de bombas, válvulas, variación de presión, niveles de tanque. El desarrollo de la simulación del software WaterGEMS se muestra en el ANEXO # 7

3.2. Sistema de alcantarillado combinado.

3.2.1. Descripción del sistema.

El sistema de alcantarillado propuesto para el recinto de Pedro Vélez, es un sistema de alcantarillado combinado, es decir, que recolectará por una misma tubería el caudal pluvial y el caudal residual de la comunidad. Este sistema está provisto de 2 separadores de caudales para aliviar el caudal que llegará a la planta de tratamiento.

3.2.2. Consideraciones de diseño.

El diseño considerado para el sistema se lo realizó bajo la norma de la Secretaría del Agua (Norma CO 10.7 – 602 – Revisión), se utilizó esta norma, debido el proyecto se encuentra en una zona rural. Para puntos específicos donde la norma no posee información, sea a considerado la Norma de la EMAAP-Q-2009.

3.2.2.1 Caudales de diseño

La Norma (CO 10.7 – 602 – Revisión) de la Secretaría del Agua (pág. 39) nos indica que la red de recolección, se diseñará tramo por tramo, considerando el caudal de diseño acumulado para cada uno de ellos.

Para el cálculo del caudal de diseño se considerará el caudal de aguas residuales, un aporte d aguas ilícitas y un caudal de aguas de infiltración hacia los colectores.

El proyectista deberá justificar los parámetros y criterios adoptados para el cálculo de los caudales de diseño. Especial énfasis deberá darse a la estimación de caudales de aguas ilícitas (aguas de escorrentía pluvial que ingresa al sistema de alcantarillado sanitario) y a la estimación del caudal de aguas de infiltración, en base a las características pluviométricas de la zona, posición del nivel freático, material de la tubería, etc.

3.2.2.2 Ubicación y configuración de la red

Los parámetros indicados en la Norma (CO 10.7 – 602 – Revisión) de la Secretaría del Agua (pág. 40), menciona que los colectores de la red de alcantarillado se

localizarán en el lado opuesto de las calles de aquel en el que se encuentran las tuberías del sistema de agua potable.

La red de alcantarillado deberá estar localizada por debajo de la red de agua potable, y a una profundidad que garantice su seguridad a las cargas exteriores y que permita descargar libremente las conexiones domiciliarias.

Los tramos de colector tendrán alineación recta y pendiente uniforme.

Deberá existir un pozo de revisión en todo cambio de dirección o pendiente del colector y en los puntos de intersección de colectores.

El diámetro mínimo de las tuberías de la red de alcantarillado será de 200 mm.

La distancia máxima entre pozos de revisión depende del diámetro de la tubería que los conecta. En la siguiente tabla se indica los valores de las distancias máximas.

Tabla 46

Distancias máximas entre pozos de revisión

Diámetro de la Tubería (mm)	Distancia máxima entre pozos (m)
Menor a 350 mm	100
400 – 800	150

Fuente: Norma (CO 10.7 – 602 – Revisión), Secretaría del Agua.

3.2.2.3 Condiciones hidráulicas.

De acuerdo a la Norma (CO 10.7 – 602 – Revisión) de la Secretaría del Agua (pág. 41) indica, que el escurrimiento hidráulico en los colectores de la red no debe permitir la sedimentación de la materia orgánica en el interior de dichos colectores ni tampoco la erosión.

Por consiguiente, la velocidad mínima de diseño será de 0.45 m/s y la velocidad máxima dependerá del material de la tubería y en todo caso se deberá cumplir con las especificaciones del fabricante.

En caso de existir ciertos tramos iniciales de la red, en los que, dado el pequeño caudal, no se puede cumplir con la velocidad mínima, deberá incluirse en las recomendaciones de operación y mantenimiento, un plan específico para realizar la limpieza periódica de estos tramos de red. El calado máximo de agua en las tuberías no debe sobrepasar el 75% del diámetro.

En todo pozo de revisión, el colector de salida deberá tener un diámetro igual o superior al de los colectores de entrada.

3.2.2.4 Conexiones domiciliarias.

Las conexiones domiciliarias se realizarán con tubería de 100 mm de diámetro y con una pendiente mínima del 1%. La conexión domiciliaria partirá desde una caja de revisión provista de sello hidráulico. La utilización de cualquier accesorio o dispositivo deberá ser plenamente justificado y aprobado por fiscalización. Estos es lo que nos menciona la Norma (CO 10.7 – 602 – Revisión) de la Secretaría del Agua (pág. 41).

3.2.3. Diseño hidráulico del colector combinado.

3.2.3.1 Descripción de la hoja de cálculo.

Para el diseño hidráulico se elaboró un libro de Excel, el mismo que está formado por varias hojas de cálculo, en su primera hoja se encuentran los datos generales del diseño, a continuación, los datos de los pozos (cotas y longitudes entre pozos), el diseño del alcantarillado y el diseño del separador de caudales.

3.2.3.2 Datos del diseño.

Tabla 47

Datos generales de diseño


PERIODO DE DISEÑO	T	25	AÑOS
AREA DEL PROYECTO	Área	29,72	Ha
POBLACIÓN FUTURA	Pf	1687	Hab
DENSIDAD POBLACIONAL	Densidad	58,88	hab/ha
DOTACION	Dotación	140	l/hab/día
COEFICIENTE DE RETORNO	R	0,7	-
COEFICIENTE DE SIMULTANEIDAD	M	2,2	-
CAUDAL INDUSTRIAL	Qi	0,4	l/s ha-ind
CAUDAL INSTITUCIONAL	Qin	0,4	l/s ha -inst
CAUDAL INFILTRACION	Qinf	0,05	l/s /ha
CAUDAL CONEXIONES ERRADAS	Qe	0,2	l/s ha
ESTACION METEOROLÓGICA	M006	PICHILINGUE	
TIEMPO DE RETORNO	Tr	10	años
COEFICIENTE DE ESCORRENTÍA	C	0,35	-
INTENSIDAD DIARIA	IDTR	3,7	mm/j

Elaborado por: Autores

Los datos indicados en la tabla, es la información considerada para el diseño.

Figura 20

Alcantarillado combinado del recinto Pedro Vélez Morán

													UNIVERSIDAD POLITÉCNICA SALESIANA FACULTAD DE CIENCIA Y TECNOLOGÍA CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL DISEÑO HIDRÁULICO LA RED DE ALCANTARILLADO COMBINADO																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																
CALLE	POT D	LONGITUD	AFUELOS (l/s)				AGUAS LUVIAS (L/s)				AGUAS SERVIDAS (L/s)						DISEÑO DE LA TUBERÍA																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																												
			PARC.	ACUA	RETI	TIEMPO CONCEN	ATEN	CAUDAL PLUVIAL	POBLA. ACUA	AGUAS SERV.	CAUDAL SANTA	CAUDAL INSTITU	CAUDAL REPLET.	CAUDA. I. SANTA	CAUDAL DISERD	Ø (mm)	D (mm)	H (mm)	%	V (m/s)	Q (l/s)	(ft)	U ₀ V	Q ₀ Q	Q ₀ q	Q ₀ q	DATOS HIDRÁULICOS																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																		
																											Vidreño	V _{min} (m/s)	Calado (Y) (m)	YID (Z)																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																															
N°	m/s		A	Ac	A/C	Tc (m)	hombrosa	Q _P (l/s)	PAC	Qd	Qs (l/s)	Qin	Qinf (l/s)	Qs (l/s)																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																															

[illegible]

caudal pluvial y por consiguiente obtener tuberías de menor diámetro y evitar así el sobre dimensionamiento de la planta de tratamiento.

3.2.4. Dimensionamiento de la sección y profundidad de los conductos.

Tabla 48

Dimensionamiento de sección

POZO	Altura máxima (m)	Diámetro hidráulico (m)
Tipo I	0.75	< 0.90
Tipo II	3.00	< 0.90
Tipo III	> 3.00	1.00 – 1.50

Fuente: Normas de Alcantarillado EMAAP-Q

3.2.5. Diseño de Estructuras Hidráulicas.

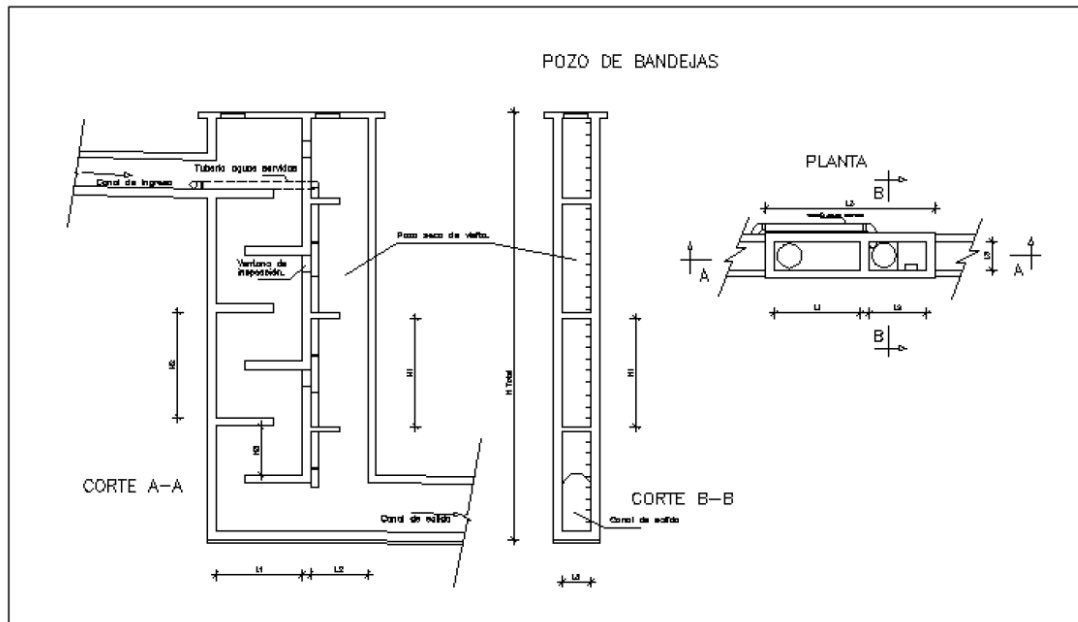
Estas estructuras hidráulicas son estructuras complementarias dentro del diseño de un sistema de alcantarillado, para nuestro proyecto utilizaremos obras para la disipación de energía como pozos de bandejas y para aliviar el caudal que va a ingresar a la planta de tratamiento se utilizar separadores de caudales tipo vertedero

3.2.6. Disposición del Caudal de Descarga.

Los pozos de bandeja son estructuras que disipan la energía producida debido a grandes caídas, esta estructura está formada por bandejas horizontales colocadas en forma consecutiva una debajo de la otra alternadas de lado a lado, con el fin de disminuir el nivel de caída y obligan al flujo a ir de lado a lado generando así la pérdida de energía. La norma de la EMAAP-Q recomienda el siguiente esquema No 5.3.22.4 el caudal debe tener un caudal no mayor a 15 m³/s. al igual que una distancia máxima de 2.50 metros, tomando en consideración la construcción de un pozo paralelo con el propósito acceda el adecuado ingreso para trabajos de mantenimiento y operación.

Figura 21

Esquemas No 5.3.22.4



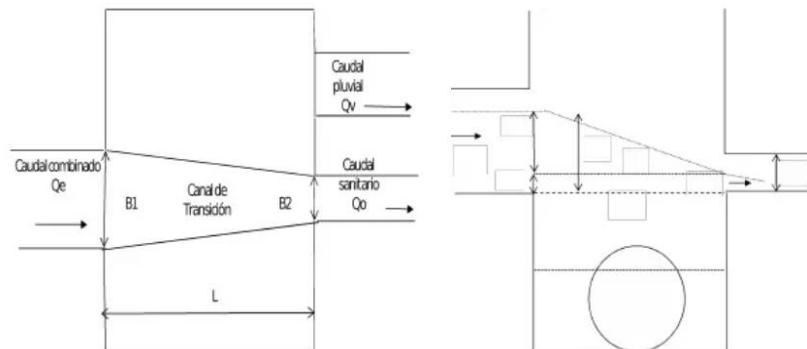
Fuente: Normas Alcantarillado EMAAP-Q

3.2.6.1 Estructura de separación – Vertedero lateral

Una estructura de separación de caudales es el vertedero lateral, existen otros tipos de separadores como vertedero transversal, orificio, vertedero de salto y sifón aliviadero. Para este proyecto se utilizó 2 separadores de caudales tipo vertedero lateral con ventana a ambos lados, el primero ubicado a la mitad del proyecto entre los pozos 7 y 8, el segundo se encuentra al final del proyecto antes de que el caudal del alcantarillado combinado ingrese a la planta de tratamiento.

Figura 22

Esquema de separador de caudales - Vertedero lateral



Fuente: (Aguirre, 2015, pág. 3)

3.2.6. Disposición del Caudal de Descarga.

Para la disposición del caudal hacia el estero La Zapata no requiere de ninguna obra para para la entrega de su caudal, ya que la diferencia de los niveles entre la cota clave de la tubería y la cota del estero no sobrepasa el 1.50 metros, así que la evacuación será de manera directa.

Como parte principal de la disposición del Caudal de Descarga es la planta de tratamiento, debido a que el agua pluvial y tratada se depositarán directamente al cauce natural.

Coordenadas de implantación de separadores de caudales (Coordenadas UTM – WGS84).

Separador de caudales tramo # 1:

1. Pto. Este: 638031.354 (m) Norte: 9888271.014 (m)

Separador de caudales tramo # 2:

1. Pto. Este: 637929.843 (m) Norte: 9888476.049 (m)

3.2.7 Planta de tratamiento en la descarga final del colector.

El tratamiento de las aguas residuales es una parte fundamental dentro del sistema de alcantarillado, ya que esto influirá en la calidad de agua que se descargue al cauce natural, implícitamente esto se verá afectado en los pobladores que residen en el recinto.

En la actualidad existen plantas de tratamiento prefabricadas que debido a su proceso de construcción garantizan una mejor calidad de agua, además que son muy fáciles de instalar y a un menor costo que el de la construcción de una planta de tratamiento de la forma convencional.

Esta planta de tratamiento de aguas residuales, integra tecnologías de depuración biológica con resultados de una alta calidad de agua en menor tiempo. Además, está compuesta por procesos biológicos aeróbicos y anaeróbicos, procesos de cribado, tratamientos químicos/físicos y separación de aceites y grasas. Estas plantas constan de dotación de equipos con equipos esenciales complementarios para realizar los diversos procesos previos de captación, homogenización y cribados.

Figura 23

Ubicación de la planta de tratamiento



Elaborado: por Autores.

Las coordenadas de la planta tratamiento son:

1. Pto. Este 637888.307 (m) y Norte 9888458.888 (m).
2. Pto. Este 637896.402 (m) y Norte 9888440.559 (m).
3. Pto. Este 637919.263 (m) y Norte 9888450.718 (m).
4. Pto. Este 637911168 (m) y Norte 9888469 077 (m).

3.2.7.1 Pretratamiento y Cribado

La planta incluye un sistema autónomo compuesto por un tamiz estático para sólidos medios, que incluye un módulo de auto limpieza por presión de agua. Para el tratamiento de sólidos finos, este es reemplazado por un tamiz rotativo; en ambos casos cuentan con un diseño estructural, sistemas eléctricos y cámara de almacenamiento de agua tratada. Al ser de tratamiento primario, las cribas permiten un mejor rendimiento y operación en los procesos siguientes, ya que permiten la separación de sólidos en suspensión dentro del agua tratar.

3.2.7.2 Filtro Biológico Percolador Aeróbico por Goteo

Para aumentar las áreas de contacto y colonias bacterianas dentro del proceso de depuración en aguas residuales, estas plantas de tratamiento han sido implementadas con un filtro percolador descendente aeróbico de alta efectividad con mínimo mantenimiento y ningún costo energético, no se obstruye y garantiza un flujo hidráulico con correcta distribución homogénea en todas las áreas de soporte biológico.

3.2.7.3 Procesos Biológicos Aeróbicos MBBR

El relleno MBBR (Flocor RS), permite triplicar la superficie de contacto entre los microorganismos de digestión aeróbica, para agua residual y materia orgánica, lo que permite una mayor degradación de la carga contaminante en un menor tiempo de contacto. Estas plantas son de baja densidad lo cual permite alta rotación con un mínimo de agitación, generando un aumento exponencial en las colonias de bacterias, garantizando su resistencia a fluctuaciones de pH o contaminantes no biodegradables.

En esta etapa complementaria al proceso anaeróbico se garantiza la correcta aplicación de la nitrificación y desnitrificación en su diseño secuencial.

3.2.7.4 Sedimentadores de Alta Taza

La planta de tratamiento considerada en el estudio tiene la implementación de una interface lamelas con 60° de inclinación, que impide el avance de flóculos o sólidos a la etapa de perfeccionamiento y filtración. Teniendo una eficacia de 200 a 300 veces mayor que otros sedimentadores tradicionales. Obteniendo así una eficiencia en clarificación de aguas residuales domésticas como de aguas residuales comerciales.

3.2.7.5 Proceso Físico Químico

En la etapa final consta de los siguientes procesos: Dosificación química, Filtración, Cloración y Desinfección Ultravioleta.

CAPÍTULO IV

IMPACTO AMBIENTAL

4.1. Generalidades

La dotación de servicios básicos como el alcantarillado y los sistemas de agua potable mejoran notablemente la forma de vida y salud de la sociedad como tal, por lo que contribuyen al bienestar de la población, no obstante, durante la construcción de estos sistemas se producen múltiples actividades y acciones que originadas por su propia naturaleza pueden generar potenciales riesgos e impactos tanto a la salud humana como a factores ambientales.

Al efectuar una Evaluación de Impactos Ambientales, se obtiene una representación clara del nivel de incidencia que las operaciones de construcción, mantenimiento, operación, cierre y abandono de los sistemas de alcantarillado y agua potable producen en el medio ambiente. Teniendo plenamente identificados los impactos ambientales generados en los procesos a implementarse, se plantean medidas para su prevención y mitigación de manera que se contribuya hacia un desarrollo sostenible.

4.2. Metodología para la identificación y evaluación de los Impactos Ambientales

Con el fin de identificar y evaluar los impactos ambientales tanto positivos como negativos originados por el “PROYECTO DE LOS SISTEMAS DE AGUA POTABLE Y ALCANTARILLADO COMBINADO DEL RECINTO PEDRO VÉLEZ MORÁN, UBICADA EN LA PARROQUIA EL ROSARIO, CANTÓN EL EMPALME, PROVINCIA DEL GUAYAS – ECUADOR.”, se procedió a través de la siguiente metodología:

- Para identificar los impactos ambientales causados se recolectó, analizó y procesó datos en campo, información bibliográfica y diferentes componentes relacionados al proyecto.

- Para la evaluación de los impactos ambientales como alteración del medio ambiente se empleó una Matriz de Leopold modificada en la que se analizan cada una de las etapas que describen al proyecto de investigación.

4.2.1 Identificación de actividades del proyecto

Con respecto a la elaboración de la Matriz de Leopold modificada, se estimará necesario efectuar un fusionamiento de actividades del proyecto, tal como se muestra en, tal como se muestra en Tabla 49.

Tabla 49

Actividades del proyecto

CÓDIGO	ACTIVIDAD/ETAPA
A	CONSTRUCCIÓN
A.1	Campamento
A.2	Señalización de vías
A.3	Preparación del terreno
A.4	Excavaciones y remoción de tierras
A.5	Operación de la maquinaria
A.6	Transporte de materiales
A. 7	Disposición de materiales de desalojo
B	OPERACIÓN Y MANTENIMIENTO
B.1	Operación de los sistemas de agua potable y alcantarillado combinado
B.2	Mantenimiento de los sistemas de agua potable y alcantarillado combinado
C	CIERRE Y ABANDONO
C.1	Instalaciones temporales
C.2	Restauración de áreas

Elaborado por: Autores

4.2.2 Identificación de impactos ambientales

En esta fase de identificar los diversos impactos ambientales se utiliza una matriz la cual se analizan la interacción de los indicadores ambientales susceptibles de ser afectados por la realización de las actividades descritas en la tabla # 45

En cada sitio de cruce (interacción entre una actividad del proyecto y un indicador ambiental) se analiza la posibilidad de dicha actividad o proceso el cual puede afectar de forma negativa o positiva al indicador ambiental. Se marcó con una X el respectivo punto de cruce/ interacción entre la actividad e indicador ambiental tal como se muestra en la Tabla # 45

Tabla 50

Matriz de identificación de Impactos Ambientales

ELEMENTO AMBIENTAL	INDICADOR AMBIENTAL	CONSTRUCCIÓN						
		Campamento	Señalización	Preparación del terreno	Excavaciones	Operación de la maquinaria	Transporte de materiales	Material de desalojo
AGUA	Contaminación de drenajes	X		X	X			X
	Calidad del agua	X		X	X			X
	Generación de ruido			X	X	X	X	
AIRE	Emisión de material particulado	X		X	X	X	X	
	Emisión de gases	X			X	X		X
	Generación de olores				X			X
SUELO	Calidad del suelo	X			X			X
	Intervención uso del suelo	X			X			X
FLORA	Modificación de la vegetación y estrato arbóreo			X	X			X
COMUNIDAD	Alteración del tránsito	X	X		X	X	X	
	Generación de empleo	X	X		X	X		

Elaborado por: Autores

Tabla 51

Matriz de identificación de Impactos Ambientales (continuación)

ELEMENTO AMBIENTAL	INDICADOR AMBIENTAL	OPERACIÓN Y MANTENIMIENTO		CIERRE Y ABANDONO	
		Operación	Mantenimiento	Instalaciones temporales	Restauración de áreas
AGUA	Contaminación de drenajes			X	
	Calidad del agua	X		X	
	Generación de ruido	X	X		
	Emisión de material particulado		X	X	X
	Emisión de gases	X	X	X	
AIRE	Generación de olores	X	X		
	Calidad del suelo			X	
SUELO	Intervención uso del suelo	X		X	X
FLORA	Modificación de la vegetación y estrato arbóreo				X
COMUNIDAD	Alteración del tránsito			X	
	Generación de empleo	X	X	X	

4.2.3 Evaluación de Impactos Ambientales

Se ha empleado la conocida Matriz Modificada de Leopold para la respectiva evaluación de impactos ambientales, la misma que evalúa el impacto ambiental y analiza la relación causa y efecto, con el fin de determinar la existencia de posibles interrelaciones o correlaciones por la contraposición entre cada una de las actividades propuestas del proyecto con los diversos elementos ambientales. Es decir, esta matriz ayuda con claridad a reconocer los potenciales impactos ambientales, bien resulten ser positivos o negativos, originados entre las diversas actividades del proyecto y los elementos ambientales. Haciendo énfasis que para los impactos negativos en relación a estos estos se sugerirán medidas para su prevención, corrección, mitigación y compensación.

En la Tabla # 52 se presenta la Matriz de Leopold (modificada) para las actividades del “PROYECTO DE LOS SISTEMAS DE AGUA POTABLE Y ALCANTARILLADO COMBINADO DEL RECINTO PEDRO VÉLEZ MORÁN, UBICADA EN LA PARROQUIA EL ROSARIO, CANTÓN EL EMPALME, PROVINCIA DEL GUAYAS – ECUADOR

Importancia de impactos A= Alto; M= Medio; B=Bajo

Tabla 52

Matriz Leopold (modificada)

ELEMENTO AMBIENTAL	INDICADOR AMBIENTAL	CONSTRUCCIÓN						
		Campamento	Señalización	Preparación del terreno	Excavaciones	Operación de la maquinaria	Transporte de materiales	Material de desalojo
AGUA	Contaminación de drenajes	B		M	A			A
	Calidad del agua	M		A	A			A
	Generación de ruido			A	A	A	A	
	Emisión de material particulado	M		A	A	A	A	
AIRE	Emisión de gases	M			A	A		A
	Generación de olores				M			M
SUELO	Calidad del suelo	M			M			A
	Intervención uso del suelo	A			A			A
FLORA	Modificación de la vegetación y estrato arbóreo			A	A			A
COMUNIDAD	Alteración del tránsito	M	M		A	A	A	
	Generación de empleo	M	M		A	M		

Tabla 53

Matriz de Leopold (modificada) (continuación)

ELEMENTO AMBIENTAL	INDICADOR AMBIENTAL	OPERACIÓN Y MANTENIMIENTO		CIERRE Y ABANDONO	
		Operación	Mantenimiento	Instalaciones temporales	Restauración de áreas
AGUA	Contaminación de drenajes			M	
	Calidad del agua	A		M	
	Generación de ruido	M	A		
	Emisión de material particulado		M	M	A
AIRE	Emisión de gases	M	M	M	
	Generación de olores	M	M		
	Calidad del suelo			M	
SUELO	Intervención uso del suelo	A		M	M
FLORA	Modificación de la vegetación y estrato arbóreo				A
COMUNIDAD	Alteración del tránsito			M	
	Generación de empleo	A	M	M	

Elaborado por: Autores

Importancia de impactos A= Alto; M= Medio; B=Baja

4.2.4 Valoración de Impactos Ambientales

Una vez empleada la Matriz de Leopold modificada, se obtienen los siguientes resultados expuestos en la Tabla 54:

Tabla 54

Valoración de impactos

ACTIVIDAD		INDICADOR AMBIENTAL	SIGNIFICANCIA
CONSTRUCCIÓN		Contaminación de drenajes	SIGNIFICATIVO
		Calidad del agua	SIGNIFICATIVO
		Generación de ruido	SIGNIFICATIVO
		Emisión de material particulado	SIGNIFICATIVO
		Emisión de gases	SIGNIFICATIVO
		Generación de olores	NO SIGNIFICATIVO
		Calidad del suelo	SIGNIFICATIVO
		Intervención uso del suelo	SIGNIFICATIVO
		Modificación de la vegetación y estrato arbóreo	SIGNIFICATIVO
		Alteración del tránsito	SIGNIFICATIVO
		Generación de empleo	SIGNIFICATIVO
		Calidad del agua	NO SIGNIFICATIVO
OPERACIÓN Y MANTENIMIENTO		Generación de ruido	NO SIGNIFICATIVO
		Generación de ruido	SIGNIFICATIVO
		Emisión de material particulado	NO SIGNIFICATIVO
		Emisión de gases	SIGNIFICATIVO
		Generación de olores	SIGNIFICATIVO
		Intervención uso del suelo	SIGNIFICATIVO
		Generación de empleo	SIGNIFICATIVO
		Contaminación de drenajes	NO SIGNIFICATIVO
CIERRE Y ABANDONO		Calidad del agua	NO SIGNIFICATIVO
		Emisión de material particulado	SIGNIFICATIVO
		Emisión de gases	NO SIGNIFICATIVO
		Calidad del suelo	NO SIGNIFICATIVO
		Intervención uso del suelo	SIGNIFICATIVO
		Modificación de la vegetación y estrato arbóreo	SIGNIFICATIVO
		Alteración del tránsito	NO SIGNIFICATIVO
		Generación de empleo	NO SIGNIFICATIVO

Elaborado por: Autores

Tal como se indicó el “PROYECTO DE LOS SISTEMAS DE AGUA POTABLE Y ALCANTARILLADO COMBINADO DEL RECINTO PEDRO VÉLEZ MORÁN, UBICADA EN LA PARROQUIA EL ROSARIO, CANTÓN EL EMPALME, PROVINCIA DEL GUAYAS – ECUADOR.” Generará impactos ambientales positivos y negativos; estos últimos están estrechamente vinculados con los componentes: AGUA, SUELO, AIRE Y FLORA, sobre los que se deben proponer medidas de mitigación.

Entre los impactos positivos se encuentra principalmente la generación de empleo en cada una de las etapas del proyecto, lo que significaría otra fuente de empleo para la población.

La dotación de los sistemas de agua y alcantarillado combinado genera mayores inconvenientes e impactos ambientales negativos en su primera fase de construcción, sin embargo, a partir de ésta, presenta beneficios para la población proporcionando una mejorable calidad de vida en los pobladores de cierta comunidad.

4.3. Medidas de mitigación

4.3.1 Calidad del agua

En la etapa del proceso de construcción de los sistemas de agua potable y alcantarillado combinado, se corre el riesgo de que se producirán múltiples descargas de aguas tipo la freática las cuales es posible llegasen a perturbar y variar la calidad de agua de la parroquia “El Rosario”. Así mismo, durante la construcción se originará contaminación del agua por causa a la disposición de excretas de los empleados a cargos de la construcción, pues el impacto resultará ser de corto plazo y con efectos reversibles.

Medida de mitigación:

- Instalación de cabañas sanitarias

4.3.2 Generación de ruido

El ruido es un factor ambiental que será alterado por diversas actividades del proyecto, específicamente durante la etapa de construcción debido al uso de: martillo hidráulico, maquinaria, equipos y volquetas que se emplearán en actividades como transporte de materiales, funcionamiento de maquinaria, excavaciones; etc., que incrementarán los niveles de ruido existentes en el área de influencia del proyecto.

Medidas de mitigación:

- Mantenimiento y calibración adecuada de la maquinaria y equipos para disminuir el ruido.
- Dotación de los EPP, es decir equipos de protección individual especiales para ruido a los empleados de la construcción.

4.3.3 Emisión de material particulado

En la ejecución del proyecto se originará emisiones de polvo que de cierta forma incidirán negativamente en relación a la calidad del aire del área que influye el mismo. Pues el polvo a su vez se producirá por la presencia de encontrase en áreas abiertas y por aquellas actividades en la etapa de construcción como la limpieza y desbroce del terreno (preparación del terreno), excavaciones, etc.

Medida de mitigación:

- Riego continuo del área.

4.3.4 Emisión de gases

Equipos, volquetas y maquinaria pesada requiere el uso de combustibles que ciertamente producirán gases de combustión (gases de efecto invernadero) que consecuentemente será imposible no alterar la calidad del aire en el desarrollo de la fase de construcción.

Medida de mitigación:

- Calibración adecuada de los equipos, volquetas y maquinaria pesada para minimizar la exposición de gases de combustión.

4.3.5 Calidad del Suelo

Se puede contaminar el suelo del área de influencia del proyecto y alterar su calidad debido a actividades como: acomodación del material de desalojo, desborde de grasas y de aceites, esparcido de forma accidental de productos químicos que se emplean a manera de aditivos para la preparación de hormigones, etc.

Medidas de mitigación:

- Disponer de un lugar para la acumulación y colocación final de grasas y aceites utilizadas.
- Elaboración de un plan de contingencia por si se suscita algún vertido de productos químicos.
- Acomodar los residuos sólidos y material de desalojo adecuadamente.

4.3.6 Alteración del tránsito

La circulación constante de la maquinaria pesada y volquetas en el área del proyecto, producirán a gran escala influencia al tráfico normal en el recinto “Pedro Vélez Morán”, por lo que tanto la entrada como la salida deberán estar controladas a fin de evitar u ocurran accidentes.

Medidas de mitigación:

- Señalización preventiva de la salida de las volquetas y la maquinaria pesada.
- Capacitación adecuada dirigida a los conductores a fin de evitar posibles accidentes.

CAPÍTULO V

ESPECIFICACIONES TÉCNICAS

5.1. Especificaciones técnicas agua potable

Las especificaciones representan un cumulo de instrucciones, normas, reglas y disposiciones que rigen la realización y culminación de una obra o proyecto. Por consiguiente, son la debida documentación que deben ser cumplidas por el encargado de la obra, en este caso del suministro de agua potable que incluye rubros de obra, la forma de medición y pago en el Recinto Pedro Vélez Morán de la Parroquia El Rosario Cantón El Empalme provincia del Guayas. (Ver anexo 7)

5.2. Especificaciones técnicas alcantarillado combinado

Son los documentos en los cuales se definen las normas, exigencias y procedimientos a ser empleados y aplicados en todos los trabajos de construcción de obras, elaboración de estudios, fabricación de equipos relacionados a la implementación del alcantarillado combinado en el Recinto Pedro Vélez Morán de la Parroquia El Rosario Cantón El Empalme provincia del Guayas. (Ver anexo 8)

CAPÍTULO VI

PRESUPUESTO Y CRONOGRAMAS

6.1. Presupuestos

En la elaboración del presupuesto se consideró valores y rubros de la Cámara de la Construcción de Quito, así como de proyectos que fueron licitados por el SERCOP a inicios del presente año, como por ejemplo el proyecto con el código de proceso: COTO-GADMFO-002-2020, teniendo como resultado valores actualizados, confiables y reales para la elaboración de nuestro presupuesto referencial.

Una vez seleccionado los rubros necesarios para la elaboración del presupuesto, se estimó las cantidades y volúmenes de obra de acuerdo a los diseños realizados en el presente proyecto. (Ver anexo 9)

6.2. Cronogramas

El cronograma de trabajo se lo realizó estimado en meses. (Ver anexo 10)

CAPÍTULO VII

ANÁLISIS ECONÓMICO FINANCIERO

7.1. Introducción

Realizar el análisis económico financiero en el presente proyecto permite que los pobladores del recinto Pedro Vélez conozcan el valor con el cual se realizara, y también presentar los beneficios que trae consigo esta obra.

Adicional a esto el análisis de factibilidad permitirá conocer si, el presente proyecto es viable en su realización o si presentara molestias futuras.

7.2. Viabilidad económica

Se determina la viabilidad de un proyecto cuando se analizan los gastos que se presentan antes y durante su ejecución, además también se debe tener presente el tiempo para el que está proyectado y el tiempo en el que se recuperara la inversión.

7.3 Viabilidad financiera

Se encarga de determinar el rendimiento del proyecto en estados monetarios, ya que se toma en cuenta el origen del financiamiento y la disponibilidad para hacer frente a los pagos a lo largo del tiempo estimado de ejecución de la obra.

7.4 Indicadores económicos

Para este proyecto se tomarán en cuenta los indicadores de rentabilidad, que demostrará la velocidad de generación de riqueza que presente la obra, mediante una tasa de descuento.

7.4.1 Valor actual neto (VAN)

Se encarga de determinar la viabilidad del proyecto, ya que proporciona predicciones sobre el beneficio que la obra proporciona.

Un proyecto es rentable para un inversionista si el VAN es mayor que cero.

Si el $VAN < 0$ se puede decir que el proyecto no es rentable.

Si el $VAN = 0$ se puede decir que el proyecto es indiferente.

Si el $VAN > 0$ se puede decir que el proyecto es rentable.

La fórmula para determinar el VAN es la siguiente:

$$VAN = -I_0 + \sum_{t=1}^n \frac{F_t}{(1+k)^t} = -I_0 + \frac{F_1}{(1+k)^1} + \frac{F_2}{(1+k)^2} + \dots + \frac{F_n}{(1+k)^n}$$

Donde:

F_t = Flujo Neto en el periodo t.

I_0 = Inversión inicial.

I = Tasa de interés exigido a la inversión.

N = Numero de periodos en el tiempo.

7.4.2 Tasa interna de retorno (TIR)

La TIR es otro de los indicadores de rentabilidad, también se define como el valor de la tasa de descuento que hace que le van sea igual a cero. La TIR muestra una medida relativa de la rentabilidad, ya que esta viene expresada en tanto por ciento. Un problema radica en su cálculo, ya que el número de periodos dará el orden de la ecuación a resolver.

Cuando se cumple la siguiente condición se puede determinar si el proyecto es rentable, donde r es la tasa de descuento:

$TIR > r \Rightarrow$ se aprueba el proyecto

$TIR < r \Rightarrow$ se rechaza el proyecto

7.4.3 Relación beneficio – costo

Es la relación de los valores actualizados de los beneficios como son los ingresos del proyecto sobre los valores actualizados de los costos como son los gastos de operación e inversión. Este indicador nos ayuda a medir el grado de desarrollo y bienestar del proyecto.

$B/C > 1 \Rightarrow$ el beneficio es mayor al costo entonces se considera el proyecto.

$B/C = 1 \Rightarrow$ Al ser el beneficio igual al costo se determina que no hay ganancia.

$B/C < 1 \Rightarrow$ el costo es mayor al beneficio entonces no se debe considerar el proyecto.

7.5 Inversión del proyecto

De acuerdo con el presupuesto realizado se determinó que la inversión para la implementación de los sistemas de agua potable y de alcantarillado es de 1'275.401,16 dólares.

7.6 Egresos por operación y mantenimiento

Para los egresos se toma en cuenta el personal que va a realizar el mantenimiento y operación con su respectivo equipo de seguridad, los materiales y maquinarias – herramienta menor.

A continuación, en la tabla 55. Se muestran los rubros que se consideran en el equipo de protección.

Tabla 55

Equipo de protección

DESCRIPCION	EQUIPO DE PROTECCION			TOTAL
	UNIDAD	CANTIDAD ANUAL	PRECIO UNITARIO	

Overol de trabajo 3M	u.	10	\$	30,00	\$	300,00
Pares de guantes de cuero industriales	u.	10	\$	5,60	\$	56,00
Cascos 3M	u.	13	\$	7,00	\$	91,00
Chalecos reflectivos 3M	u.	13	\$	15,00	\$	195,00
Pares de Botas Berraca – Punta acero	u.	10	\$	15,00	\$	150,00
Botas BAMAÑO EXCAP – Dieléctrico Punta de acero	u.	3	\$	39,90	\$	119,70
Mascarilla 3M	u.	26	\$	44,99	\$	1.169,74
TOTAL					\$	2.081,44

Elaborado por: Autores

En la tabla 56 se detallan las herramientas para la operación y el mantenimiento del proyecto.

Tabla 56

Herramientas para el mantenimiento

HERRAMIENTAS					
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD ANUAL	PRECIO UNITARIO	TOTAL	
Carretilla Tramontina Metálica de construcción	u.	5	\$ 35,00	\$	175,00
Palas italianas de metal	u.	10	\$ 20,00	\$	200,00

Escoba	u.	6	\$	3,50	\$	21,00
Pico	u.	10	\$	28,00	\$	280,00
Herramienta menor	glb.	13	\$	25,00	\$	325,00
TOTAL					\$	1.001,00
Elaborado por: Autores						

En la siguiente tabla 57. Se detallan los materiales de operación y mantenimiento del proyecto

Tabla 57

Materiales para la operación y el mantenimiento

DESCRIPCION	MATERIALES		PRECIO UNITARIO	TOTAL
	UNIDAD	CANTIDAD ANUAL		
Productos de limpieza	glb.	12	\$ 13,00	\$ 156,00
Cemento Portland Holcim	qq.	10	\$ 7,90	\$ 79,00
Aditivos	kg.	20	\$ 28,00	\$ 560,00
TOTAL				\$ 795,00

Elaborado por: Autores

También dentro de estos egresos se toman en cuenta los sueldos o salarios del personal que se muestran en la tabla 58.

Tabla 58

Suelos y salarios del personal de operación

PERSONAL

DESCRIPCION	CANTIDAD	SALARIO /DIA	PRECIO /MES	TOTAL
Inspector de Obra	1	\$ 28,85	\$ 750,00	\$ 9.000,00
Técnico	2	\$ 23,08	\$ 600,00	\$ 14.400,00
Obrero	10	\$ 15,38	\$ 400,00	\$ 48.000,00
TOTAL				\$ 71.400,00

Elaborado por: Autores

Tomando en cuenta todos los egresos de equipos de protección, herramientas y materiales para la operación y el mantenimiento, y los sueldos o salarios del personal, se obtiene un valor de \$75.277,44 dólares que se detalla en la tabla 59.

Tabla 59

Costos de operación y mantenimiento en el primer año

OPERACIÓN Y MANTENIMIENTO	
COMPONENTES	COSTOS (\$)
Personal	\$ 71.400,00
Herramientas	\$ 1.001,00
Materiales	\$ 795,00
Equipo de seguridad	\$ 2.081,44
TOTAL	\$ 75.277,44

Elaborado por: Autores

Adicional a esto en la Tabla 57. Se muestra el costo de operación y el mantenimiento proyectado para los 25 años de vida útil que tendrá la obra, tomando en cuenta que lleva un incremento del 1% y una depreciación de \$3.011,10 para cada año.

Tabla 60*Costo anual de operación y manteniendo*

COSTO DE OPERACIÓN Y MANTENIMIENTO					
AÑO	COSTO O&M	DEPRECIACION ANUAL	TOTAL, ANUAL		
0	2020	\$ -	\$ -	\$ -	
1	2021	\$ 75.277,44	\$ 3.011,10	\$ 72.266,34	
2	2022	\$ 76.030,21	\$ 3.011,10	\$ 73.019,12	
3	2023	\$ 76.782,99	\$ 3.011,10	\$ 73.771,89	
4	2024	\$ 77.535,76	\$ 3.011,10	\$ 74.524,67	
5	2025	\$ 78.288,54	\$ 3.011,10	\$ 75.277,44	
6	2026	\$ 79.041,31	\$ 3.011,10	\$ 76.030,21	
7	2027	\$ 79.794,09	\$ 3.011,10	\$ 76.782,99	
8	2028	\$ 80.546,86	\$ 3.011,10	\$ 77.535,76	
9	2029	\$ 81.299,64	\$ 3.011,10	\$ 78.288,54	
10	2030	\$ 82.052,41	\$ 3.011,10	\$ 79.041,31	
11	2031	\$ 82.805,18	\$ 3.011,10	\$ 79.794,09	
12	2032	\$ 83.557,96	\$ 3.011,10	\$ 80.546,86	
13	2033	\$ 84.310,73	\$ 3.011,10	\$ 81.299,64	
14	2034	\$ 85.063,51	\$ 3.011,10	\$ 82.052,41	
15	2035	\$ 85.816,28	\$ 3.011,10	\$ 82.805,18	
16	2036	\$ 86.569,06	\$ 3.011,10	\$ 83.557,96	
17	2037	\$ 87.321,83	\$ 3.011,10	\$ 84.310,73	
18	2038	\$ 88.074,60	\$ 3.011,10	\$ 85.063,51	
19	2039	\$ 88.827,38	\$ 3.011,10	\$ 85.816,28	
20	2040	\$ 89.580,15	\$ 3.011,10	\$ 86.569,06	
21	2041	\$ 90.332,93	\$ 3.011,10	\$ 87.321,83	
22	2042	\$ 91.085,70	\$ 3.011,10	\$ 88.074,60	
23	2043	\$ 91.838,48	\$ 3.011,10	\$ 88.827,38	
24	2044	\$ 92.591,25	\$ 3.011,10	\$ 89.580,15	
25	2045	\$ 93.344,03	\$ 3.011,10	\$ 90.332,93	

Elaborado por: Autores

7.7 Ingresos del proyecto

Para la parte de los ingresos se toman en cuenta el precio del agua potable por m³, el cual tiene un valor de \$3 dólares, adicional a esto se toma en consideración el valor de la acometida del agua potable teniendo en cuenta que el diámetro de la tubería de acometida es de ¾” con un valor de 210.37 precio referencial según la EPMAPA-EE y el costo por servicios de alcantarillado es determinado por el 37% del valor del agua potable.

Mediante registros municipales se estima del GAD El Empalme se estima que el recinto Pedro Vélez consume 140 litros de líquido vital diariamente, transformando esto a m³ da un total de 0.14m³ por habitante, multiplicando esto por el número de habitantes proyectados para cada año, da un valor de 65.970,10 m³.

Del mismo modo se debe tener en consideración realizar 60 acometidas para el primer año de funcionamiento de esta obra o proyecto, asimismo no se considera el cobro por conexiones a la red de alcantarillado por el hecho de que este rubro no se tomó en consideración dentro del proyecto. En la siguiente tabla 61. Se muestran los ingresos por las ventas del servicio proyectada para la vida útil del proyecto.

Tabla 61

Costo ingresos por las ventas del servicio

Nº	Año	Población Hab.	Consumo M3	# acometidas Agua Potable #	Costo por acometidas Agua potable \$	Costo por Agua Potable \$	Costo por Alcantarillado \$	Ingreso total \$
0	2019	1.291	65.970,10	0	0,00	0,00	0,00	0,00
1	2020	1.305	66.685,50	60	3727,20	50.014,13	18.505,23	72.246,55
2	2021	1.319	67.400,90	3	186,36	50.550,68	18.703,75	69.440,78
3	2022	1.333	68.116,30	2	124,24	51.087,23	18.902,27	70.113,74
4	2023	1.347	68.831,70	2	124,24	51.623,78	19.100,80	70.848,81
5	2024	1.362	69.598,20	2	124,24	52.198,65	19.313,50	71.636,39

6	2025	1.377	70.364,70	2	124,24	52.773,53	19.526,20	72.423,97
7	2026	1.391	71.080,10	2	124,24	53.310,08	19.724,73	73.159,04
8	2027	1.406	71.846,60	2	124,24	53.884,95	19.937,43	73.946,62
9	2028	1.421	72.613,10	2	124,24	54.459,83	20.150,14	74.734,20
10	2029	1.437	73.430,70	2	124,24	55.073,03	20.377,02	75.574,28

Nº	Año	Población	Consumo	# acometidas Agua Potable	Costo por acometidas Agua potable	Costo por Agua Potable	Costo por Alcantarillado	Ingreso total
		Hab.	M3	#	\$	\$	\$	\$
11	2030	1.452	74.197,20	2	124,24	55.647,90	20.589,72	76.361,86
12	2031	1.468	75.014,80	2	124,24	56.261,10	20.816,61	77.201,95
13	2032	1.484	75.832,40	2	124,24	56.874,30	21.043,49	78.042,03
14	2033	1.500	76.650,00	2	124,24	57.487,50	21.270,38	78.882,12
15	2034	1.516	77.467,60	2	124,24	58.100,70	21.497,26	79.722,20
16	2035	1.532	78.285,20	2	124,24	58.713,90	21.724,14	80.562,28
17	2036	1.548	79.102,80	2	124,24	59.327,10	21.951,03	81.402,37
18	2037	1.565	79.971,50	2	124,24	59.978,63	22.192,09	82.294,96
19	2038	1.582	80.840,20	5	310,60	60.630,15	22.433,16	83.373,91
20	2039	1.599	81.708,90	5	310,60	61.281,68	22.674,22	84.266,49
21	2040	1.616	82.577,60	5	310,60	61.933,20	22.915,28	85.159,08
22	2041	1.634	83.497,40	5	310,60	62.623,05	23.170,53	86.104,18
23	2042	1.651	84.366,10	5	310,60	63.274,58	23.411,59	86.996,77
24	2043	1.669	85.285,90	5	310,60	63.964,43	23.666,84	87.941,86
25	2044	1.687	86.205,70	5	310,60	64.654,28	23.922,08	88.886,96

Elaborado por: Autores

7.8 Beneficios valorados

El principal beneficio que presenta este proyecto, es que los habitantes del recinto Pedro Vélez podrán abastecerse del líquido vital de una forma segura, generando así una mejor calidad de vida para sus moradores. También se toma en cuenta que, al insertar el alcantarillado y el tratamiento de las aguas servidas se eliminarán los pozos sépticos de las viviendas. Habrá un beneficio adicional para los agricultores que utilizan las diferentes formas de riego para sus cultivos, a través de las aguas ya tratadas, que tiene un costo adicional de \$0.50 por el consumo

del agua y \$0.20 por el tratamiento del agua de riego. A continuación, en la Tabla 62. Se muestran los beneficios valorados de acuerdo a los gastos médicos.

Tabla 62

Beneficios valorados

Año	Población Hab.	Gastos Médicos M3	Agua de riego m3
2019	1.291	0,00	0
2020	1.305	82.750,68	8760,81
2021	1.319	84.240,19	8918,51
2022	1.333	85.756,52	9079,04
2023	1.347	87.300,13	9242,47
2024	1.362	88.871,54	9408,83
2025	1.377	90.471,22	9578,19
2026	1.391	92.099,71	9750,60
2027	1.406	93.757,50	9926,11
2028	1.421	95.445,13	10104,78
2029	1.437	97.163,15	10286,66
2030	1.452	98.912,08	10471,82
2031	1.468	100.692,50	10660,32
2032	1.484	102.504,97	10852,20
2033	1.500	104.350,06	11047,54
2034	1.516	106.228,36	11246,40
2035	1.532	108.140,47	11448,83
2036	1.548	110.087,00	11654,91
2037	1.565	112.068,56	11864,70
2038	1.582	114.085,80	12078,26
2039	1.599	116.139,34	12295,67
2040	1.616	118.229,85	12516,99
2041	1.634	120.357,99	12742,30
2042	1.651	122.524,43	12971,66
2043	1.669	124.729,87	13205,15
2044	1.687	126.975,01	13442,84

Elaborado por autores

7.9 Flujo de caja

Para este punto, se debe tomar en cuenta la inversión, los ingresos y los egresos que se tienen dentro de los años de vida útil proyectados, los cuales ya se detallaron en los puntos anteriores, así mismo, a partir de esta información se pueden determinar los indicadores

económicos, como lo son el VAN, la TIR y la relación B/C, también para verificar la factibilidad del proyecto. Para los indicadores económicos se utilizó la tasa de interés actual del mercado, siendo esta de 9.33% para las obras publicas.

Tabla 63

Flujo de caja

AÑO	BENEFICIOS			Presupuesto inicial	COSTOS		F.N.C (B/C)
	Ingreso por venta	Beneficio valorado	Total ingresos		Costo O&M	Total costos	
2019	0,00	0,00	0,00	1.010.920,15	0,00	1.010.920,15	-1.010.920,15
2020	72.246,55	91.511,49	163.758,05	0,00	75.277,44	75.277,44	88.480,61
2021	69.440,78	93.158,70	162.599,49	0,00	76.030,21	76.030,21	86.569,27
2022	70.113,74	94.835,56	164.949,30	0,00	76.782,99	76.782,99	88.166,31
2023	70.848,81	96.542,60	167.391,41	0,00	77.535,76	77.535,76	89.855,65
2024	71.636,39	98.280,36	169.916,76	0,00	78.288,54	78.288,54	91.628,22
2025	72.423,97	100.049,41	172.473,38	0,00	79.041,31	79.041,31	93.432,07
2026	73.159,04	101.850,30	175.009,34	0,00	79.794,09	79.794,09	95.215,26
2027	73.946,62	103.683,61	177.630,23	0,00	80.546,86	80.546,86	97.083,37
2028	74.734,20	105.549,91	180.284,11	0,00	81.299,64	81.299,64	98.984,48
2029	75.574,28	107.449,81	183.024,09	0,00	82.052,41	82.052,41	100.971,68
2030	76.361,86	109.383,91	185.745,77	0,00	82.805,18	82.805,18	102.940,59
2031	77.201,95	111.352,82	188.554,76	0,00	83.557,96	83.557,96	104.996,81
2032	78.042,03	113.357,17	191.399,20	0,00	84.310,73	84.310,73	107.088,47
2033	78.882,12	115.397,60	194.279,71	0,00	85.063,51	85.063,51	109.216,20
2034	79.722,20	117.474,75	197.196,95	0,00	85.816,28	85.816,28	111.380,67
2035	80.562,28	119.589,30	200.151,58	0,00	86.569,06	86.569,06	113.582,53
2036	81.402,37	121.741,91	203.144,27	0,00	87.321,83	87.321,83	115.822,44
2037	82.294,96	123.933,26	206.228,22	0,00	88.074,60	88.074,60	118.153,61
2038	83.373,91	126.164,06	209.537,96	0,00	88.827,38	88.827,38	120.710,59
2039	84.266,49	128.435,01	212.701,51	0,00	89.580,15	89.580,15	123.121,35
2040	85.159,08	130.746,84	215.905,93	0,00	90.332,93	90.332,93	125.573,00
2041	86.104,18	133.100,29	219.204,46	0,00	91.085,70	91.085,70	128.118,76
2042	86.996,77	135.496,09	222.492,86	0,00	91.838,48	91.838,48	130.654,38
2043	87.941,86	137.935,02	225.876,88	0,00	92.591,25	92.591,25	133.285,63
2044	88.886,96	140.417,85	229.304,81	0,00	93.344,03	93.344,03	135.960,78

Elaborado por: Autores

Para finalizar se presenta a continuación en la Tabla 64. Los indicadores económicos y sus respectivos valores.

Tabla 64

Indicadores económicos

INDICADOR	VALOR
VAN proyecto	\$340.362,88
VAN beneficios	\$1.729.278,84
VAN costos	\$775.565,74
TIR	29%
B/C	2,23

Elaborado por: Autores

Para finalizar este capítulo, se puede observar un VAN positivo y una relación beneficio costo mayor a 1, por lo tanto, se puede concluir que el proyecto es factible y a la vez rentable proyectado para 25 años de vida útil.

CONCLUSIONES

En el estudio para el diseño de Agua potable del recinto Pedro Vélez Morán se optó por una alternativa de abastecimiento del líquido vital para la localidad, debido a que el suministro actualmente llega de manera interrumpida.

Para este diseño se ha tratado de manejar de la mejor forma los recursos existentes en la zona como es el caso de agua subterránea. Esta fuente de abastecimiento es la apropiada por el bajo número de habitantes a dotar. Con esta alternativa se evitó el diseño de una larga y costosa tubería de conducción para trasladar el agua desde la represa Daule Peripa, considerando también que se tendría una completa planta de tratamiento.

Con el abastecimiento de agua potable continuo, provocamos mejorar las condiciones de vida de las personas, provocando una transformación socioeconómica. Cumpliendo con la entrega del afluente con presiones y velocidades acordes a las recomendaciones por las normas vigentes en el Ecuador.

En la red de distribución de agua potable tiene velocidades menores a 0.45 m/s en algunos tramos, por lo cual se debe considerar colocar válvulas de purga para evitar la sedimentación.

El diseño de la red de distribución para 25 años fue diseñado con los siguientes caudales: Captación Q = fuente ilimitada, línea de conducción $Q = 3.76$ (l/s), sistema de tratamiento $Q = 4.13$ (l/s), red de distribución $Q = 7.13$ (l/s). Considerando como la hora de mayor consumo la del medio día, obteniendo presiones que oscilan entre 15 mH₂O y 34 mH₂O, cumpliendo con las normas establecidas.

El volumen del tanque de distribución ya construido tiene una capacidad de (90 m³), lo cual no abastece con la necesidad de la población, por tal motivo se debe aumentar la altura de 1 (m).

Dado al análisis económico realizado para el proyecto es satisfactoria ya que el VAN se encuentra 340.362,88 el TIR en 29 % y el B/C en 2.23, los cuales son aceptables para la construcción del proyecto.

En un inicio se plantea como alternativa para el proyecto realizar un alcantarillado combinado, con la finalidad de economizar y generar un menor gasto para los moradores del Recinto Pedro Vélez.

El Diseño de Alcantarillado del Recinto Pedro Vélez requirió de dos separadores de caudales, el primero ubicado al final del pozo 8, teniendo que separar un caudal cercano al 1.373 l/s, el segundo separador se encuentra al final de la red antes del ingreso a la planta de tratamiento teniendo que separar un caudal semejante a 1.697 l/s.

El diseño de un alcantarillado combinado para este proyecto no fue una de las mejores alternativas, pero que, debido al nombre que lleva el tema del plan de tesis se tuvo que continuar con el diseño de esa manera.

RECOMENDACIONES

Es recomendable que cada dos años se realice un mantenimiento y limpieza del pozo profundo, esto nos es necesario para alargar la vida útil de la obra.

Se deberá realizar cada cierto lapso de tiempo una medición de la demanda de agua potable para verificar que este dentro de los parámetros de estudio, de no ser así tomar los correctivos necesarios.

La junta de agua deberá realizar un plan de autogestión que este en la capacidad de mantener y administrar este nuevo sistema, imponiendo un cobro mínimo por el consumo.

Se recomienda realizar diseños de alcantarillados separados o mixtos en sitios de intensidades de lluvias altas, con la finalidad de evitar sobredimensionamientos en la planta de tratamiento.

REFERENCIAS.

- Balalcazar Cajas, L. (2016). Diseño de sistema de Alcantarillado Combinado para el Barrio San Pedro de la Tola . Quito.
- Burbano, G. (1993). *Criterios básicos de diseño para sistemas de agua potable y alcantarillado* .
- Carlos, G. C. (2014). *Hidrologia Básica y aplicada* . Quito: Abya-Yala.
- EMAAP QUITO. (2009). Normas de Diseño de Sistemas de Alcantarillado para la EMAAP-Q. 176.
- Farras, I. L. (Agosto 2005). Cátedra de Hidráulica aplicada a la Ingeniería sanitaria . *Instituto de Ingeniería sanitaria y ambiental*.
- Freddy Corcho Romero, J. I. (1993). *Acueductos teoría y diseño*. Medellín: Sello Editorial Universidad de Medellín.

GAD MUNICIPAL EL EMPALME. (s.f.). Gobierno Autonomo Descentralizado Municipal del Cantòn El Empalme.

García Montenegro, A. (2012). Estudio Integral del Sistema de Alcantarrillado Combinado de las poblaciones de Fajardo y Rumilomaa,. *Tesis de pregrado, Escuela Politecnica del Ejercito*. Quito.

IEOS. (1993). Normas para estudio y diseño de sistema de agua potable y disposición de agua residuales para poblaciones mayores a 1000 habitantes.

Ing. William Antonio Lozano-Rivas, M. (2012). *Fundamentos de diseño de plantas depuradas de agua residuales*. Colombia .

Instituto Geográfico Militar . (s.f.). Mapa Geológico del Ecuador Escala 1:1000000 Guayas .

Ministerio de vivienda, construcción y saneamiento . (Abril de 2018). Norma técnica de diseño: opciones tecnológicas para sistemas de saneamiento en el ámbito rural. Perú.

NORMA CO.10.7-602 (SENAGUA). (s.f.). Norma de diseño para abastecimiento de agua potable, disposición de excretas y residuos líquidos en el área rural.

Organización Mundial de la Salud . (s.f.). *Desinfección del agua* . Obtenido de www.paho.org

Paniagua, A. M. (ABRIL de 2009). *Diseño de Tanques Elevados* . Obtenido de www.cuevadelcivil.com

RASS. (2000). Reglamento técnico del sector de agua potable y saneamiento básico.

Rojas, J. A. (1999). *POTABILIZACIÓN DEL AGUA*. Mexico: ALFAOMEGA GRUPO EDITOR,S.A, de C.V.

S., F. J. (1999). *HIDRAULICA*. Chile: EDITORIAL UNIVERSITARIA.

Secretaria del Agua. (2016). Norma de diseño de sistema de agua potable y disposicion de agua residuales para poblaciones mayores a 1000 habitantes.

SENAGUA – ESPOL TECH E.P. Mapa Hidrogeológico . (s.f.).

Simon, A. R. (1997). Abastecimiento de teoria y diseño de agua. Venezuela : VEGA .

ANEXOS